



imcyc®

TECNOLOGÍA DEL CONCRETO

Adam M. Neville

Tecnología del concreto

Adam M. Neville

TECNOLOGÍA DEL CONCRETO

Título original en inglés:

Properties of concrete (Fourth and Final Edition)

© 1995, A. M. Neville

© 2013, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

Producción editorial:

M. en A. Soledad Moliné Venanzi

Este libro fue publicado originalmente en inglés. Por lo tanto, cuando existan dudas respecto de algún significado preciso deberá tomarse en cuenta la versión en inglés.

En esta publicación se respetan escrupulosamente las ideas, puntos de vista y especificaciones originales. Por lo tanto, el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. no asume responsabilidad alguna (incluyendo, pero no limitando, la que se derive de riesgos, calidad de materiales, métodos constructivos, etc.) por la aplicación de los principios o procedimientos de este volumen.

Todos los derechos reservados, incluyendo los de reproducción y uso de cualquier forma o medio, así como el fotocopiado, proceso fotográfico por medio de dispositivo mecánico o electrónico, de impresión, escrito u oral, grabación para reproducir en audio o visualmente, o para el uso en sistema o dispositivo de almacenamiento y recuperación de información, a menos que exista permiso escrito obtenido de los propietarios de los derechos.

La presentación y disposición en conjunto del libro TECNOLOGÍA DEL CONCRETO son propiedad del editor. Ninguna parte de esta obra puede ser reproducida o transmitida, por algún sistema o método, electrónico o mecánico (incluyendo el fotocopiado, la grabación o cualquier sistema de almacenamiento y recuperación de información), sin consentimiento por escrito del editor.

Derechos reservados:

© 2013 Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

Av. Insurgentes Sur 1846, Col. Florida, México, D. F., C.P. 01030

Primera edición: 1999

Miembro de la Cámara Nacional de la Industria Editorial. Registro # 1052

Impreso en México

ISBN 968-464-092-7

Indice

Capítulo 1 Cemento portland

Nota histórica	1
Fabricación del cemento portland	2
Composición química del cemento portland	5
Hidratación del cemento	8
Hidratos de silicato de calcio	9
El hidrato de aluminato tricálcico y la acción del yeso	12
Fraguado	13
Fraguado falso	13
Finura del cemento	14
Estructura del cemento hidratado	17
Volumen de los productos de hidratación	18
Poros capilares	20
Poros del gel	22
Resistencia mecánica del gel de cemento	23
Agua retenida en la pasta de cemento hidratado	24
Calor de hidratación del cemento	25
Influencia de la composición de compuestos en las propiedades del cemento	28
Efectos de álcalis	32
Efectos del vidrio en el clinker	33
Pruebas de las propiedades del cemento	33
Consistencia de la pasta normal	34
Tiempo de fraguado	34
Sanidad	35
Resistencia del cemento	36
Referencias	38

Capítulo 2 Materiales cementantes de diferentes tipos

Clasificación de los materiales cementantes*	43
Diferentes cementos	45
Cemento portland común	48
Cemento portland de endurecimiento rápido	49
Cementos portland especiales de endurecimiento muy rápido	50
Cemento portland de calor bajo	52
Cemento resistente a sulfatos	52
Cemento y pigmentos blancos	53
Cemento portland de alto horno	55
Cemento sobresulfatado	56
Puzolanas	57
Ceniza volante	58
Cementos puzolánicos	59
Humo de sílice	60
Rellenos	61
Otros cementos	61
Qué cemento usar	62
Cemento de alta alúmina	63
Fabricación	63
Composición e hidratación	64
Resistencia al ataque químico	64
Propiedades físicas del cemento de alta alúmina	64
Conversión del cemento de alta alúmina	66
Propiedades refractarias del cemento de alta alúmina	71
Referencias	71

Capítulo 3

Propiedades de los agregados

Clasificación general de los agregados	75
Clasificación de agregados naturales	76
Muestreo	77
Forma y textura de partículas	78
Adherencia del agregado	81
Resistencia del agregado	82
Otras propiedades mecánicas de los agregados	84
Peso específico	86
Densidad a granel	88
Porosidad y absorción de los agregados	89
Contenido de humedad del agregado	90
Abundamiento del agregado fino	92
Sustancias perjudiciales en el agregado	93
Impurezas orgánicas	94
Arcilla y otros materiales finos	94
Contaminación salina	95
Partículas inestables	96
Sanidad del agregado	97
Reacción alcali-sílice	99
Pruebas para reactividad del agregado	100
Reacción álcali-carbonato	101
Propiedades térmicas del agregado	102
Análisis por tamíz o granulométrico	102
Curvas granulométricas	106
Módulo de finura	107
Requisitos granulométricos	107
Granulometrías prácticas	113
Granulometría de agregados finos y gruesos	114
Sobretamaño y subtamaño	116
Agregado escalonado	117
Tamaño máximo de agregado	119
Uso de "mampuestos"	120
Manejo de agregado	120
Agregados especiales	121
Referencias	121

Capítulo 4

Concreto fresco

Calidad del agua de mezclado	125
------------------------------	-----

Definición de trabajabilidad	127
La necesidad de trabajabilidad suficiente	127
Los factores que afectan a la trabajabilidad	128
Medición de la trabajabilidad	129
Prueba de revenimiento	130
Prueba de factor de compactación	131
Prueba de fluidez de la ASTM	132
Prueba de remoldeo	132
Prueba Vebe	133
Prueba de fluidez	133
Prueba de la esfera de Kelly	134
Probador K de Nasser	135
Prueba de dos puntos	135
Comparación de pruebas	136
Tiempo de endurecimiento del concreto	138
Efecto del tiempo y la temperatura sobre la trabajabilidad	138
Segregación	140
Sangrado	141
El mezclado del concreto	142
Mezcladoras de concreto	142
Uniformidad de mezclado	143
El tiempo de mezclado	144
Mezclado a mano	147
Concreto premezclado	147
Retemplado	148
Concreto bombeado	149
Bombas de concreto	149
Uso del bombeo	150
Requisitos para concreto bombeado	150
El bombeo de concreto con agregado de peso ligero	153
Concreto lanzado	153
Concreto bajo el agua	155
Concreto con agregado precolado	156
Vibrado del concreto	157
Vibradores internos	157
Vibradores externos	158
Mesas vibratorias	158
Otros vibradores	159
Revibración	159
Concreto con deshidratación al vacío	160
Cimbra permeable	161

Análisis del concreto fresco 161

Referencias 163

Capítulo 5
Aditivos

Beneficios de los aditivos 167

Tipos de aditivos 167

Aditivos acelerantes 168

Aditivos retardantes 171

Aditivos reductores de agua 173

Superfluidificantes 176

 Naturaleza de los superfluidificantes 176

 Efectos de los superfluidificantes 176

 Dosificación de superfluidificantes 178

 Pérdida de trabajabilidad 178

 Compatibilidad del superfluidificante y el cemento 180

 El uso de superfluidificantes 181

Aditivos especiales 181

 Aditivos impermeabilizantes 181

 Aditivos antibacteriales y similares 182

Observaciones sobre el uso de aditivos 182

Referencias 183

Capítulo 6
Resistencia del concreto

Relación agua/cemento 187

Agua efectiva en la mezcla 190

Relación de gel/espacio 190

Porosidad 192

 Briquetas de cemento 197

Influencia de las propiedades del agregado grueso en la resistencia 197

Influencia de la relación agregado/cemento en la resistencia 199

Naturaleza de la resistencia del concreto 200

 Resistencia en tensión 201

 Agrietamiento y falla por compresión 202

 Falla con esfuerzo multiaxial 203

Microagrietamiento 207

Interface del agregado y pasta de cemento 208

Efecto de la edad en la resistencia del concreto 209

Madurez del concreto 211

Relación entre las resistencias a la compresión y a la tensión 214

Adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo 215

Referencias 216

Capítulo 7
Aspectos adicionales del concreto endurecido

Curado del concreto 219

 Métodos de curado 222

 Prueba de compuestos de curado 225

 Duración del curado 225

Curado autógeno 226

Variabilidad de la resistencia del cemento 226

Cambios en las propiedades del cemento 229

Resistencia del concreto a la fatiga 231

Resistencia al impacto 236

Propiedades eléctricas del concreto 239

Propiedades acústicas 242

Referencias 244

Capítulo 8
Efectos de la temperatura en el concreto

Influencia de la temperatura temprana sobre la resistencia del concreto 249

Curado con vapor de agua a presión atmosférica 254

Curado con vapor de agua a alta presión (autoclave) 257

Otros métodos de curado térmico 259

Propiedades térmicas del concreto 260

 Conductividad térmica 260

 Difusividad térmica 261

 Calor específico 262

Coefficiente de expansión térmica 262

Resistencia del concreto a las temperaturas altas y resistencia al fuego 266

 Módulo de elasticidad a temperaturas altas 268

 Comportamiento del concreto en el fuego 268

Resistencia del concreto a temperaturas muy bajas 271

Concreto masivo 273

Colado de concreto en clima cálido 276

Colado en clima frío 278

Operaciones de colado	280
Referencias	281

Capítulo 9

Elasticidad, contracción y fluencia

Relación de esfuerzo-deformación y módulo de elasticidad	287
Expresiones para la curva de esfuerzo-deformación	291
Expresiones para el módulo de elasticidad	291
Módulo dinámico de elasticidad	292
Relación de Poisson	293
Cambios tempranos de volumen	294
Contracción autógena	296
Expansión	296
Contracción por secado	296
Mecanismo de contracción	297
Factores que influyen en la contracción	298
Influencia del curado y de las condiciones de almacenaje	303
Predicción de contracción	305
Contracción diferencial	305
Agrietamiento inducido por contracción	307
Movimiento de humedad	308
Contracción por carbonatación	309
Compensación de contracción por el uso de cementos expansivos*	310
Tipos de cemento expansivo	311
Concreto de contracción compensada	312
Fluencia del concreto	313
Factores que influyen en la fluencia	314
Influencia del esfuerzo y de la resistencia	317
Influencia de las propiedades del cemento	318
Influencia de la humedad relativa ambiente	320
Otras influencias	322
Relación entre fluencia y tiempo	325
Naturaleza de la fluencia	327
Efectos de la fluencia	330
Referencias	330

Capítulo 10

Durabilidad del concreto

Causas de la durabilidad inadecuada	337
Transporte de fluidos en el concreto	338

Influencia del sistema de poros	338
Flujo, difusión y absorción	338
Coeficiente de permeabilidad	339
Difusión	339
Coeficiente de difusión	339
Difusión a través de aire y agua	340
Absorción	340
Pruebas de absorción superficiales	341
Capacidad de absorción	342
La permeabilidad al agua del concreto	342
Pruebas de permeabilidad	345
Prueba de penetración de agua	345
Permeabilidad al aire y al vapor	346
Carbonatación	347
Efectos de la carbonatación	348
Rapidez de carbonatación	348
Factores que tienen influencia en la carbonatación	349
Carbonatación del concreto que contiene cementos mezclados	351
Medición de la carbonatación	352
Aspectos adicionales de la carbonatación	353
Ataque ácido sobre el concreto	353
Ataque de sulfatos sobre el concreto	355
Mecanismos del ataque	355
Factores que mitigan el ataque	356
Pruebas sobre resistencia a sulfatos	357
Efflorescencia	358
Efectos del agua de mar sobre el concreto	359
Exposición a la intemperie con sal	360
Selección del concreto para exposición al agua de mar	360
Destrucción por reacción álcali-sílice	361
Medidas preventivas	362
Abrasión del concreto	363
Pruebas para resistencia a la abrasión	363
Factores que influyen en la resistencia a la abrasión	364
Resistencia a la erosión	366
Resistencia a la cavitación	366
Tipos de agrietamiento	367
Referencias	369

Capítulo 11

Efectos de congelación y deshielo y de cloruros

Acción de congelación	375
Comportamiento de las partículas de agregado grueso	378
Inclusión de aire	380
Características del sistema de vacíos de aire	381
Requisitos para inclusión de aire	382
Factores que influyen en la inclusión de aire	384
Estabilidad de aire incluido	386
Inclusión de aire por microesferas	386
Medición del contenido de aire	387
Pruebas de resistencia del concreto a congelación y deshielo	388
Efectos adicionales de la inclusión de aire	390
Efectos de los agentes descongelantes	391
Ataque de cloruros	392
Mecanismo de la corrosión inducida por cloruros	393
Cloruros en la mezcla	395
Ingreso de cloruros	395
Contenido inicial de iones de cloruros	397
Adhesión de iones de cloruros	397
Influencia de los cementos mezclados sobre la corrosión	398
Factores adicionales que influyen en la corrosión	399
Espesor del recubrimiento del acero de refuerzo	400
Prueba de penetrabilidad de los cloruros en el concreto	400
Para detener la corrosión	401
Referencias	401

Capítulo 12

Pruebas del concreto endurecido

Pruebas para resistencia a la compresión	405
Prueba de cubos	406
Prueba de cilindros	406
Prueba de cubos equivalentes	407
Efecto de la condición de los extremos del espécimen y del cabeceado	407
Cabeceo sin adherencia	409
Pruebas de especímenes a la compresión	410

Falla de especímenes a compresión	411
Efecto de la relación altura/diámetro en la resistencia de cilindros	412
Comparación de resistencias de cubos y cilindros	414
Pruebas para resistencia en tensión	415
Pruebas de resistencia en flexión	415
Prueba de tensión indirecta	417
Influencia sobre la resistencia de la condición de humedad durante la prueba	418
Influencia del tamaño del espécimen sobre la resistencia	420
Efectos del tamaño en pruebas de resistencia a tensión	421
Efectos del tamaño en pruebas de resistencia a la compresión	422
Tamaño del espécimen y tamaño del agregado	426
Corazones de prueba	426
Uso de corazones pequeños	427
Factores que influyen en la resistencia de los corazones	428
Relación de la resistencia del corazón con respecto a la resistencia en la obra	431
Prueba del cilindro colado en el lugar	432
Influencia de la rapidez de aplicación de carga sobre la resistencia	432
Prueba de curado acelerado	433
Uso directo de la resistencia de curado acelerado	435
Pruebas no destructivas	436
Prueba del martillo de rebote	437
Prueba de resistencia a la penetración	439
Prueba de extracción	440
Pruebas con instalación posterior	441
Prueba de velocidad de pulso ultrasónico	441
Posibilidades adicionales en pruebas no destructivas	443
Método de frecuencia resonante	444
Pruebas sobre la composición del concreto endurecido	444
Contenido de cemento	444
Determinación de la relación agua/cemento original	445
Métodos físicos	445
Variabilidad de los resultados de prueba	445
Distribución de resistencia	446

Desviación estándar ·····	448
Referencias ·····	449

Capítulo 13

Concretos con propiedades particulares

Concretos con diferentes materiales cementantes ·····	455
Razgos generales del uso de ceniza volante, ggbs, y humo de sílice ·····	456
Aspectos de durabilidad ·····	456
Variabilidad de materiales ·····	457
Concreto que contiene ceniza volante ·····	458
Influencia de la ceniza volante sobre las propiedades del concreto fresco ·····	459
Hidratación de la ceniza volante ·····	459
Desarrollo de resistencia del concreto con ceniza volante ·····	461
Durabilidad del concreto con ceniza volante ·····	462
Concretos que contienen escoria de alto horno granulada y molida (ggbs) ·····	463
La influencia de la ggbs sobre las propiedades del concreto fresco ·····	464
Hidratación y desarrollo de resistencia del concreto que contiene ggbs ·····	464
Aspectos de durabilidad del concreto que contiene ggbs ·····	466
Concreto que contiene humo de sílice ·····	467
Influencia del humo de sílice sobre las propiedades del concreto fresco ·····	468
Hidratación y desarrollo de resistencia del sistema de cemento portland-humo de sílice ·····	469
Durabilidad del concreto que contiene humo de sílice ·····	471
Concreto de alto desempeño ·····	473
Propiedades del agregado en el concreto de alto desempeño ·····	474
Aspectos del concreto de alto desempeño en el estado fresco ·····	475
Compatibilidad del cemento portland y el superfluidificante ·····	476
Aspectos del concreto endurecido de alto desempeño ·····	478
Pruebas del concreto de alto desempeño ·····	480
Durabilidad del concreto de alto desempeño ·····	480
El futuro del concreto de alto desempeño ·····	482

Concreto de peso ligero ·····	482
Clasificación de los concretos de peso ligero ·····	484
Agregados de peso ligero ·····	484
Agregados naturales ·····	484
Agregados fabricados ·····	485
Requisitos para agregados para concreto estructural ·····	487
Efectos de la absorción de agua por el agregado de peso ligero ·····	488
Concreto de agregado de peso ligero ·····	489
Aspectos del estado fresco ·····	489
Resistencia del concreto de agregado de peso ligero ·····	490
Adherencia agregado de peso ligero-matriz ·····	492
Propiedades elásticas del concreto de agregado de peso ligero ·····	493
Durabilidad del concreto de agregado de peso ligero ·····	494
Propiedades térmicas del concreto de agregado de peso ligero ·····	496
Concreto celular ·····	496
Concreto aireado en autoclave ·····	497
Concreto sin finos ·····	498
Concreto para clavar ·····	500
Nota en torno a los concretos especializados ·····	501
Referencias ·····	501

Capítulo 14

Selección de proporciones de mezclas de concreto (diseño de mezcla)

Consideraciones de costo ·····	507
Especificaciones ·····	508
El proceso de selección de la mezcla ·····	509
Resistencia media y resistencia "mínima" ·····	510
Variabilidad de resistencia ·····	512
Control de calidad ·····	517
Factores que rigen la selección de proporciones de la mezcla ·····	518
Durabilidad ·····	518
Trabajabilidad ·····	520
Tamaño máximo de agregado ·····	521
Granulometría y tipo de agregado ·····	521

Contenido de cemento 522

Proporciones de la mezcla
y cantidades por dosificación 523

 Cálculo por volumen absoluto 523

Combinación de agregados para
obtener una granulometría tipo 524

Método Americano de selección
de proporciones de la mezcla 526

 Ejemplo 529

 Ejemplo 533

Método británico de selección de
la mezcla (diseño de mezcla) 535

 Ejemplo 538

Otros métodos de selección de la mezcla 538

Notas para conclusión 539

Referencias 539

Apéndice I
Normas pertinentes de ASTM

A. Cemento 543

B. Aditivos 543

C. Agregados 543

D. Concreto 544

Apéndice II
Normas británicas pertinentes

A. Cemento 546

B. Aditivos 546

C. Agregado 546

D. Concreto 547

Apéndice III
Normas europeas importantes

A. Cemento 549

B. Aditivos 549

C. Agregados 549

D. Concreto 549

Prólogo

Los dos materiales estructurales de uso más frecuente son el concreto y el acero. A veces desempeñan papeles complementarios uno respecto al otro y a veces compiten entre sí, pues algunas estructuras de tipo y función similares pueden construirse con uno de estos materiales. Sin embargo, a menudo sucede que el ingeniero sabe menos sobre el concreto con que se hace una estructura que sobre el acero.

El acero se fabrica en condiciones cuidadosamente controladas; sus propiedades se determinan en un laboratorio y se describen en el certificado del fabricante. Por lo tanto, el proyectista necesita tan sólo especificar, el acero con respecto a una norma adecuada y el ingeniero supervisor se limita a verificar la mano de obra de las conexiones entre los miembros individuales de acero.

En una construcción de concreto la situación es totalmente distinta. Es cierto que la calidad del cemento está garantizada por el fabricante de manera similar a la del acero y si se elige un cemento adecuado, éste será muy raras veces la causa de fallas en una estructura de concreto. Pero el material de construcción no es el cemento, sino el concreto. Los miembros estructurales suelen producirse en el mismo lugar y su calidad depende en forma casi exclusiva de la calidad de la mano de obra en los procesos de elaboración y colocación del concreto.

Por lo tanto, la disparidad en los métodos de producción del concreto y del acero es clara, y resulta evidente la importancia del control de calidad de los trabajos de concreto en la obra. Además, como el obrero que elabora el concreto en la obra carece de la preparación y del conocimiento de otros oficios de la construcción, es indispensable la supervisión del ingeniero. El proyectista debe tener presente estos hechos, pues un diseño cuidadoso e intrincado puede no llevarse a cabo fácilmente si las propiedades del concreto real difieren de las que se especifican en los cálculos del proyecto. El diseño estructural sólo es tan bueno como los materiales usados.

A partir de lo anterior no debe concluirse que hacer buen concreto sea difícil. Para hacer concreto "malo" que a menudo es una sustancia de inadecuada consistencia la cual, al endurecerse, se convierte en una masa no homogénea con cavidades no hay más que mezclar cemento, agregado y agua. Aunque parezca extraño, los ingredientes del concreto bueno son exactamente los mismos; la diferencia radica tan sólo en conocimientos prácticos, en el "saber cómo", que a menudo no representa ningún costo adicional en la mano de obra.

A si pues, ¿en qué consiste el buen concreto? Existen dos criterios generales: el concreto no sólo debe ser satisfactorio en su estado endurecido, sino también en su estado fresco, cuando se transporta de la mezcladora y se coloca en las cimbras. Las condiciones relativas al estado fresco residen en que su consistencia se preste a la compactación por medios adecuados, sin demasiados esfuerzos, y también en que la mezcla tenga cohesión suficiente con respecto al método de transportación y colocación utilizado, para que no se produzcan segregaciones y la consecuente falta de homogeneidad en el producto terminado. Los requerimientos primarios de un buen concreto en su estado endurecido son una resistencia a la compresión satisfactoria y una durabilidad adecuada.

Todo esto ha sido válido desde que apareció la primera edición de este libro en 1963. En sus tres ediciones, y en los 12 idiomas en que las traducciones se han publicado, el libro parece haber dado buen servicio a aquellos que tienen que ver con el concreto, el cual continua siendo el material de construcción más importante y extendido. Sin embargo, muchos cambios en conocimientos y en la práctica han ocurrido en los años recientes, y por esto es que se ha escrito una cuarta edición necesaria. La extensión de estos cambios ha sido tal que un acercamiento con "examen más estrecho" no era apropiado y, excepto con su núcleo fundamental, este es, por tanto, un libro nuevo. Su extensión se ha ampliado en forma importante, y ello da una visión real y

detallada del concreto como material de construcción. Pero nada ha habido de cambio por el bien de cambiar. La forma, el estilo, acercamiento, y organización del material de las ediciones anteriores se ha mantenido para que aquellos lectores que están familiarizados con las primeras versiones no tendrán dificultad para encontrar lo que buscan en el nuevo libro.

La cuarta edición contiene mucho material nuevo sobre material cementante, algo que no se usaba, o era de poco uso, en el pasado. El conocimiento de estos materiales deberá ahora formar parte de algo que es lo normal para el ingeniero. La durabilidad del concreto en las diversas condiciones de exposición, que incluyen la carbonatación y la reacción álcali-sílice, se trata plenamente. En particular, se analiza el comportamiento del concreto sujeto a condiciones extremas que existen en áreas costeras de las partes calientes del mundo, en donde ocurre ahora mucha construcción. Otros temas nuevos son: concreto de alto comportamiento, aditivos presentados recientemente, concreto sujeto a condiciones criogénicas, y las propiedades del límite común de agregado y matriz, para mencionar no más que los principales.

Se ha determinado que el tratamiento de varios materiales cementantes presentaban positivamente un reto el cual ha provocado la siguiente disgresión. Un gran número de ensayos sobre estos materiales y algunos otros temas se han publicado en los años 1980 y continúan en los 1990. Muchos ensayos que valen la pena han puesto en claro el comportamiento de los diversos materiales y su influencia en las propiedades del concreto. Pero muchos más reportaron investigaciones reportadas limitadas las cuales describieron la influencia de un solo parámetro, con algunas otras condiciones mantenidas constantes irrealísticamente. Algunas veces se olvida que, en una mezcla de concreto, no es usualmente posible combinar un ingrediente sin alterar alguna otra propiedad de la mezcla.

Las inferencias generalizadas por tal investigación hecha en piezas son a lo más difíciles y peligrosas en las peores circunstancias. No necesitamos más de estos proyectos de investigación pequeña, cada uno con acreditación de una "publicación" del curriculum vitae del autor. Ni necesitamos una sucesión sin fin de fórmulas, cada una derivada de un pequeño juego de datos. Algunos análisis, al parecer impresionantes, demuestran una correlación excelente con los datos experimentales alimentados dentro del fondo común a partir del cual se derivaron las expresiones en el primer lugar: tal correlación no es sorprendente. Pero entonces no deberá ser sorprendente tampoco si tales expresiones fracasan terriblemente cuando se usan para predecir el comportamiento en circunstancias no intentadas en donde existen allí factores ignorados en el análisis original.

Se puede hacer un comentario adicional acerca de las influencias de varios factores sobre el comportamiento del concreto las cuales se han determinado por análisis estadísticos. Aunque el uso de la estadística en la evaluación de resultados de pruebas y en el establecimiento de relaciones es valioso, y muchas veces esencial, una relación estadística sola, sin una explicación física, no es una base sólida para afirmar que existe una relación verdadera entre dos o más factores. De igual manera, la extrapolación de una relación válida no se debe suponer ser automáticamente válida. Esto es claro, pero algunas veces olvidado por un autor entusiasta que está sujeto a la impresión de que ha descubierto una "regla" general.

Aunque debemos tener en cuenta la investigación disponible, hay poco valor en la recopilación de una masa de hallazgos de investigación o dar un repaso general de cada tema de investigación. En vez de eso, este libro se ha esforzado en investigar los diversos temas para demostrar su interdependencia en la elaboración y en el uso del concreto. Una comprensión de los fenómenos físicos y químicos abarcados en una base esencial para atacar lo poco familiar, en contraste con el acceso *sin aplicación general* en cuanto a recoger indicios a partir de experiencia pasada, lo cual funcionará sólo hasta ahora, y algunas veces puede dar por resultado una catástrofe. El concreto es un material paciente pero, aun así, se deberán evitar los errores que se pueden anular en la selección y en el proporcionamiento de los ingredientes de la mezcla.

Se tiene que recordar que las diferentes mezclas de concreto que se usan ahora son derivadas y desarrollos del concreto tradicional, así que el conocimiento de las propiedades básicas del concreto continúa siendo esencial. En consecuencia, una gran parte del libro está dedicado a estos principios fundamentales. El trabajo original de los iniciadores del conocimiento del concreto el cual explica el comportamiento que forma la base del concreto sobre una base científica y las referencias básicas se han retenido: ellas nos permiten tener una perspectiva apropiada de nuestro conocimiento.

El propósito fundamental de este libro es facilitar la mejor construcción del concreto. Para realizar esto, es necesario entender, dominar y controlar el comportamiento del concreto no sólo en el laboratorio sino también en las estructuras reales. En este aspecto un autor con un antecedente estructural está con ventaja. Además, se ha hecho uso de la experiencia en construcción y en las investigaciones de falta de durabilidad y de utilidad.

Porque este libro se usa en tantos países, se ha pensado mejor usar las unidades de medición tanto del SI como inglesas, ahora llamadas, paradójicamente, Americanas. En

consecuencia, todos los datos, diagramas y tablas se presentan convenientemente para los lectores, progresistas o tradicionalistas, de todos los países.

Este libro se escribió enteramente durante el período de un año y deberá por eso presentar una explicación estrechamente unida del comportamiento del concreto, en lugar de una serie de capítulos un poco desconectados. Esta cohesión puede ser de beneficio para los lectores que muchas veces han sido obligados a consultar colecciones de artículos sin coordinación en un "libro" con un editor o con unos editores nominales.

En un solo volumen, no es posible cubrir el campo completo del concreto: materiales especializados, tales como concreto reforzado con fibras, concreto con polímeros, o concreto con azufre, aunque útiles, no se consideran. Inevitablemente, el autor selecciona lo que considera más importante o más interesante, o simplemente lo que él más conoce, aún cuando el alcance de su conocimiento aumenta con la edad y la experiencia. La atención especial en este libro está en una visión integrada de las propiedades del concreto y las razones científicas que le forman base, pues, como dijo Henri Poincaré, una acumulación de hechos no es más una ciencia que un montón de piedras en una casa.

A.M.N

Reconocimientos

Los derechos de autor de las figuras y tablas siguientes permanecen con la Corona y mis gracias son deuda con el controlador de HM Stationery Office por el permiso para reproducir: Figuras 2.5, 14.14, y las Tablas 2.9, 14.9 y 14.10.

Los que siguen han hecho disponibles para mí el material de sus publicaciones, para los cuales yo les doy las gracias: National Bureau of Standards (Washington, D.C.); US Bureau of Reclamation; American Society for Testing and Materials (ASTM); Cement and Concrete Association (London); Portland Cement Association (Skokie, Illinois); National Ready-Mixed Concrete Association (Silver Spring, Maryland); American Ceramic Society; American Concrete Institute; Society of Chemical Industry (London); Institution of Civil Engineers (London); Institution of Structural Engineers (London); Swedish Cement and Concrete Research Institute; Department of Energy, Mines and Resources (Ottawa); Edward Arnold (Publishers) Ltd. (London); Reinhold Publishing Corporation, Book Division (New York); Butterworths Scientific Publications (London); Deutsches Institut für Normung e.V. (Berlin); Pergamon Press (Oxford); Martinus Nijhoff (The Hague); Civil Engineering (London); 11 Cemento (Rome); Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Berlin); Cement and Concrete Research (University Park, Pennsylvania); Zement und Beton (Vienna); Materials and Structures, RILEM (Paris); Bulletin du Ciment (Wildeg, Switzerland); American Society of Civil Engineers (New York); Magazine of

Concrete Research (London); The Concrete Society (Crowthorne); Darmstadt Concrete (Darmstadt); Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Paris); British Ceramic Proceedings (Stoke on Trent); Concrete (London). Las Tablas a partir de la BS 812, BS 882 y BS5328 se reproducen por amable permiso de la British Standards Institution, 2 Park Street, London W1A 2BS, de donde se pueden comprar copias de las normas completas. El finado Profesor J.F. Kirkaldy proveyó amablemente los datos de la Tabla 3.7.

Los detalles plenos de las fuentes se pueden encontrar al fin de cada capítulo: los números de referencia aparecen con los títulos de los ejemplos y los encabezados de las tablas.

Estoy agradecido de mis varios clientes en litigación y arbitraje, e igualmente a su partidarios oponentes, quienes me capacitaron para lograr un mejor entendimiento del comportamiento del concreto en servicio, muchas veces por la manera de observar su "descomportamiento".

Ayuda muy considerable en el hallazgo de referencias fue provisto por el personal de la Biblioteca de la Institution of Civil Engineers, y especialmente por Mr. Robert Thomas quien fue infatigable en la persecución de varias fuentes. Finalmente, deseo poner en registro el esfuerzo y la realización de Mary Hallam Neville en la cementación de las fuentes y referencias dentro de un manuscrito cohesivo que culminó en un libro concreto.

Capítulo 1

Cemento portland

En el sentido general de la palabra, el cemento puede describirse como un material con propiedades tanto adhesivas como cohesivas, las cuales le dan la capacidad de aglutinar fragmentos minerales para formar un todo compacto. Esta definición comprende una gran variedad de materiales cementantes.

Para efectos de construcción, el significado del término cemento se restringe a materiales aglutinantes utilizados con piedras, arena, ladrillos, bloques de construcción, etc. Los principales componentes de este tipo de cemento son compuestos de cal, de modo que en construcción e ingeniería civil se trabaja con cementos calcáreos. Los cementos que se utilizan en la fabricación del concreto tienen la propiedad de fraguar y endurecer bajo o sumergidos en agua, en virtud de que experimentan una reacción química con ésta y, por lo tanto, se denominan cementos hidráulicos.

Los cementos hidráulicos están compuestos principalmente por silicatos y aluminatos de cal y pueden clasificarse, en general, como cementos naturales, cementos portland y cementos de alta alúmina. El presente capítulo trata de la fabricación del cemento portland, de su estructura y sus propiedades, en estado no hidratado y en estado endurecido. Los diferentes tipos de cemento, tanto el portland como los demás, se describen en el capítulo 2.

Nota histórica

El empleo de materiales cementantes es muy antiguo. Los egipcios ya utilizaban yeso impuro calcinado. Los griegos y los romanos utilizaban caliza calcinada y, posteriormente, aprendieron a mezclar cal con agua, arena y piedra triturada o ladrillo y tejas quebradas. Este fue el primer concreto de la historia. Un mortero de cal no endurece bajo el agua; por lo tanto, para construcciones sumergidas en agua, los romanos mezclaban cal con ceniza volcánica o con tejas de arcilla quemada, finamente trituradas. La sílice activa y la

alúmina que se encuentran en las cenizas y en las tejas se combinaban con la cal para producir lo que se conoce como cemento puzolánico, proveniente del nombre del pueblo de Pozzuoli, cerca del Vesubio, donde se encontró por primera vez ceniza volcánica. El nombre de cemento puzolánico se utiliza hasta nuestros días para describir cementos obtenidos simplemente de moler materiales naturales a temperatura normal. Algunas de las estructuras romanas en las cuales la mampostería se unió con morteros, tales como el Coliseo en Roma y el Pont du Gard, cerca de Nîmes, y estructuras de concreto tal como el Phanteon en Roma han sobrevivido hasta esta época, con su material cementante aún duro y firme. En las ruinas de Pompeya, a menudo el mortero se encuentra menos dañado por la intemperie que la piedra blanda.

En la Edad Media hubo una disminución general en la calidad y el uso del cemento, y sólo en el siglo XVIII se observó un progreso en el conocimiento de los cementos. En 1756, John Smeaton fue comisionado para reconstruir el faro de Eddystone, en la costa de Cornish, Inglaterra, y descubrió que el mejor mortero se obtenía cuando se mezclaba puzolana con caliza que contenía una alta cantidad de material arcilloso. Al darse cuenta del importante papel de la arcilla, que hasta entonces no se consideraba conveniente, Smeaton fue el primero en conocer las propiedades químicas de la cal hidráulica, un material que se obtiene al quemar una mezcla de cal y arcilla.

A partir de esto, se desarrollaron otros tipos de cementos hidráulicos, -tal como el "cemento romano" que obtuvo James Parker por calcinación de nódulos de caliza arcillosa; que vinieron a culminar en la patente del "cemento portland" que obtuvo en 1824 Joseph Aspdin, un ladrillero, albañil y constructor de Leeds. Este cemento fue preparado calentando una mezcla de arcilla finamente triturada y caliza dura en un horno, hasta eliminar el CO_2 ; esta temperatura era mucho más baja que la necesaria para la formación de

clinker. El prototipo del cemento moderno lo obtuvo en 1845 Isaac Johnson, quien quemó una mezcla de arcilla y caliza hasta formar clinker, con lo cual se produjo la reacción necesaria para la formación de un compuesto cementante.

El nombre de cemento portland, concebido originalmente debido a la semejanza de color y calidad entre el cemento endurecido y la piedra de portland -una caliza obtenida en una cantera de Dorset-, se ha conservado en todo el mundo hasta nuestros días para describir un cemento que se obtiene al mezclar minuciosamente materiales calcáreos y arcillosos u otros materiales que contienen sílice, alúmina, u óxidos de fierro, quemándolos a una temperatura de formación de clinker y por medio de la molienda el clinker resultante. La definición de cemento portland de varias normas está en estas líneas, que reconocen que el yeso se agrega después de quemar; en la actualidad, también se pueden agregar o mezclar otros materiales (véase la página 44).

Fabricación del cemento portland

Por la definición de cemento portland dada anteriormente, se puede observar que está compuesto principalmente de materiales calcáreos tales como caliza, y por alúmina y sílice, que se encuentran como arcilla o pizarra. También se utiliza la marga, que es una mezcla de materiales calcáreos y arcillosos. La materia prima para la fabricación del cemento portland se encuentra en casi todos los países, y las fábricas de cemento operan en todo el mundo.

El proceso de fabricación del cemento consiste en moler finamente la materia prima, mezclarla minuciosamente en ciertas proporciones y calcinarla en un horno rotatorio de gran dimensión a una temperatura de aproximadamente 1,450 °C, donde el material se sintetiza y se funde parcialmente, formando bolas conocidas como clinker. El clinker se enfría y se tritura hasta obtener un polvo fino, después se adiciona un poco de yeso, y el producto resultante es el cemento portland comercial que tanto se usa en todo el mundo.

A continuación se describirán algunos detalles de la fabricación del cemento, que se comprenderán mejor siguiendo el diagrama de proceso dado en la figura 1. 1.

La mezcla y la trituración de las materias primas pueden efectuarse tanto en condiciones húmedas como secas; de aquí provienen los nombres de proceso "húmedo" o "seco". En la actualidad, el método de fabricación depende también de la dureza de la materia prima empleada y de su contenido de humedad.

Consideremos inicialmente el proceso húmedo. Cuando se emplea marga, se la tritura finamente y se la dispersa en agua en un molino de lavado, el cual es un pozo circular con brazos revolventes radiales con rastrillos, que rompen los aglomerados de materias sólidas. La arcilla también se tritura y se mezcla con agua, generalmente en un molino de lavado semejante al anterior. En seguida se bombean las dos mezclas, de forma tal que se mezclan en proporciones determinadas y pasan a través de una serie de cribas. La lechada que resulta de este proceso fluye a estanques de almacenamiento.

Si se emplea caliza, ésta debe barrenarse, triturarse -generalmente en dos trituradoras-, una más pequeña que la otra, y luego depositarse en un molino de bolas, con la arcilla dispersa en agua. Allí se continúa el molido de la caliza (hasta lograr la finura de harina), y la lechada resultante se bombea a estanques de almacenamiento. De aquí en adelante, el proceso es el mismo, sin tomar en cuenta la naturaleza original de las materias primas.

La lechada es un líquido de consistencia cremosa, con un contenido de agua entre 35 y 50 por ciento, y sólo una pequeña fracción del material, alrededor de dos por ciento, es mayor que la abertura que pasa el tamiz de 90 μm (No. 170 ASTM). Generalmente hay varios tanques de almacenamiento en los que se guarda la lechada; la sedimentación de los sólidos suspendidos se impide mediante agitación mecánica o por burbujeo de aire comprimido. El contenido de cal de la lechada lo determina la proporción de materiales calcáreos y arcillosos originales, tal como se mencionó anteriormente. Para obtener la composición química requerida, puede efectuarse un ajuste final mezclando lechadas de diferentes tanques de almacenamiento, para lo que se utiliza a veces un sistema complicado de tanques de mezclado. Ocasionalmente, por ejemplo en la planta más nórdica del mundo, en Noruega, la materia prima es una roca de composición tal que solo se tritura y no requiere ninguna combinación.

Finalmente, la lechada con el contenido de cal deseado pasa a un horno rotatorio. Se trata de un cilindro de acero de gran tamaño, recubierto de material refractario, con diámetro interior hasta de 8 m y una longitud que a veces alcanza 230 m, el cual gira lentamente alrededor de su eje, levemente inclinado hacia la horizontal. La lechada se deposita en el extremo superior del horno, mientras se añade carbón pulverizado mediante la inyección de aire en el extremo inferior, donde la temperatura alcanza de 1,450 a 1,500 °C. El carbón, que no debe tener un contenido demasiado alto de ceniza, merece especial mención, puesto que se consumen habitualmente 220 kg de carbón para fabricar una tonelada de cemento. Es importante tener esto en cuenta al conside-

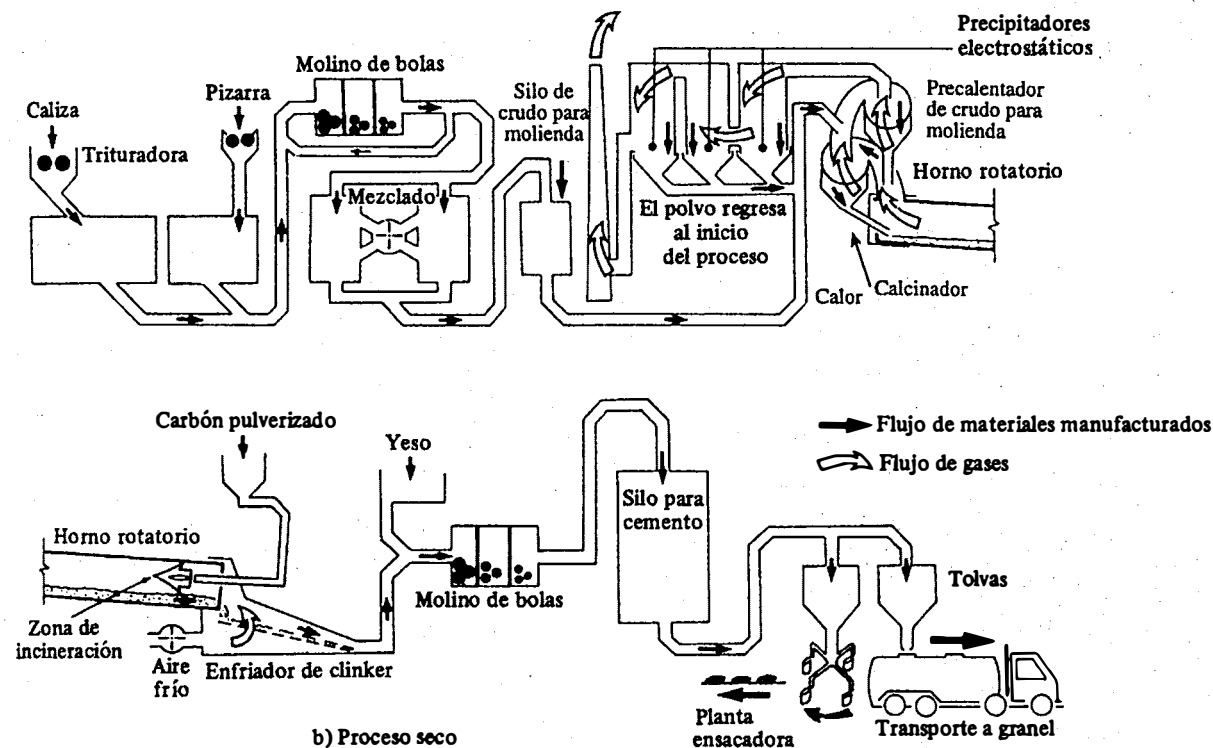
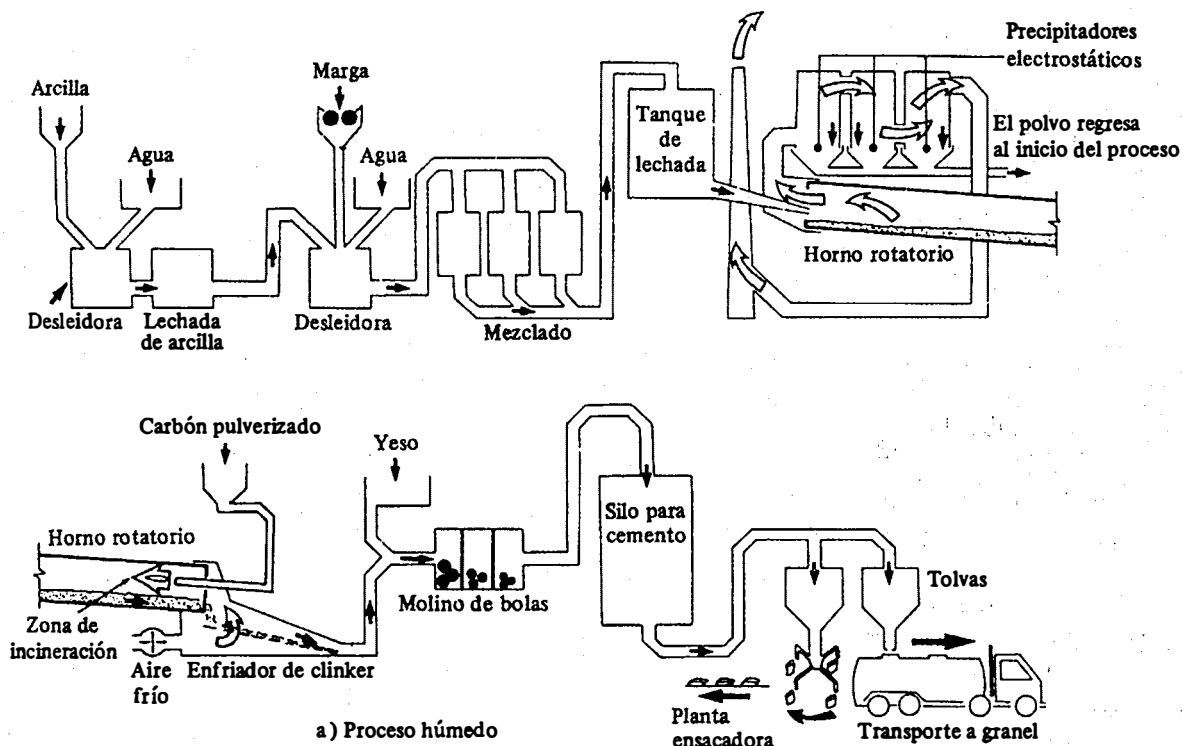


Figura 1.1 Representación esquemática de la fabricación del cemento: a) Proceso húmedo, b) Proceso seco.

rar el precio del cemento. Petróleo (en orden de 125 litros por tonelada de cemento) o gas natural también se emplearon, pero desde los años ochenta casi todas las fábricas que quemaban petróleo se han convertido al carbón, que es con mucho el combustible más común utilizado en la mayoría de los países. Vale hacer notar que, por ser quemado en el horno, el carbón con alto contenido de azufre se puede emplear sin que resulten emisiones dañinas.

Cuando la lechada desciende dentro del horno, encuentra progresivamente mayores temperaturas. Primero se elimina el agua y se libera el CO_2 ; posteriormente, el material seco sufre una serie de reacciones químicas hasta que, finalmente, en la parte más caliente del horno, de 20 a 30 por ciento del material se vuelve líquido y la cal, la sílice y la alúmina vuelven a combinarse. Después, la masa se funde en bolas de diámetros que varían entre 3 y 25 mm, conocidas como clinker. El clinker cae dentro de enfriadores de diferentes tipos que a menudo favorecen un intercambio de calor con el aire que luego se utiliza para la combustión del carbón pulverizado. El horno tiene que operar continuamente con el objeto de asegurar un régimen constante, y con ello la uniformidad del clinker, y también para reducir el deterioro del forro refractario. Se deberá observar que la temperatura de la llama alcance 1,650 °C. Un horno de grandes dimensiones en una planta de proceso húmedo produce 3,600 toneladas de clinker al día. A causa de que la fabricación de cemento por el proceso húmedo es intensiva en el consumo de energía, ya no se construyen nuevas fábricas de proceso húmedo.

En los procesos seco y semiseco, las materias primas se trituran y se adicionan en las proporciones correctas en un molino de mezclado, donde se secan y se reduce su tamaño a un polvo fino. El polvo seco, llamado grano molido crudo, se bombea al silo de mezclado y se hace un ajuste final en las proporciones de los materiales requeridos para la manufactura del cemento. Para obtener una mezcla íntima y uniforme, se mezcla el grano crudo, generalmente mediante aire comprimido, induciendo un movimiento ascendente del polvo y reduciendo su densidad aparente. El aire se bombea por turnos sobre cada cuadrante del silo y esto permite al material aparentemente más pesado de los cuadrantes no aireados, moverse lateralmente hacia el cuadrante aireado. De este modo, el material aireado tiende a comportarse como un líquido y, si se airean a su vez todos los cuadrantes durante un periodo completo que dura alrededor de una hora, se obtiene una mezcla uniforme. En algunas plantas de cemento se emplean sistemas de mezclado continuo.

En el proceso semiseco, el grano molido crudo y mezclado se pasa por un tamiz y se deposita en una cuba giratoria llamada granulador. Simultáneamente, se agrega agua en una

cantidad correspondiente a 12 por ciento del peso del grano molido adicionado. De esta forma, se obtienen pastillas duras de alrededor de 15 mm de diámetro interior. Esto es conveniente puesto que si se introdujera directamente el polvo frío en el horno, se impediría el flujo de aire y el intercambio de calor necesarios para las reacciones químicas de la formación de clinker del cemento.

Las pastillas se hornean en una rejilla de precalentamiento, mediante gases calientes del horno, hasta endurecer. En seguida, las pastillas se meten al horno y las operaciones posteriores son las mismas que en el proceso de fabricación en húmedo. Sin embargo, como el contenido de humedad de las pastillas es sólo de 12 por ciento, comparado con 40 por ciento de la lechada empleada en el proceso húmedo, el horno utilizado en el proceso semiseco tiene dimensiones considerablemente menores. La cantidad de calor requerida es mucho más baja, puesto que hay que eliminar alrededor de sólo 12 por ciento de humedad, aunque ya se ha utilizado previamente calor adicional para eliminar la humedad original de las materias primas (generalmente de 6 al 10 por ciento). El proceso es, por lo tanto, bastante económico, pero sólo si las materias primas están relativamente secas. En tal caso, el consumo, total de carbón puede ser tan pequeño como 100 kg por tonelada de cemento.

En el proceso por vía seca, el grano crudo, el cual tiene un contenido de humedad de cerca de 0.2 por ciento, se hace pasar a través de un precalentador, generalmente de tipo de suspensión. Aquí se calienta a cerca de 800 °C antes de introducirlo al horno. El tamaño del horno puede ser mucho menor que el que se emplea en el proceso por vía húmeda, debido a que prácticamente no tiene que eliminarse la humedad del grano crudo y a que éste ya ha sido precalentado. La mayor parte del grano crudo puede pasarse a través de un calcinador fluidizado (que usa una fuente de calor separada) introducido entre el precalentador y el horno. El precalentamiento utiliza el gas caliente que sale del horno. A causa de que ese gas contiene una proporción importante de álcalis volátiles (véase la página 6) y cloruros, una parte del gas puede necesitar ser purgado hacia afuera para asegurar que el contenido de álcali del cemento no sea demasiado alto.

La mayor parte del grano crudo se puede pasar a través de un calcinador fluidizado (que usa una fuente de calor separada) introducido entre el precalentador y el horno. La temperatura en el calcinador fluidizado es de alrededor de 820 °C. Esta temperatura es estable, de modo que la calcinación es uniforme y la eficiencia del intercambio de calor es alta.

Una parte del grano crudo se introduce en el horno de la manera usual pero, sobretodo, el efecto del calcinador fluidizado es aumentar la descarbonatación (disociación de CaCO_3) del grano crudo antes de entrar en el horno y así au-

mentar en forma importante la rapidez de producción del horno. La que es probablemente la fábrica de proceso seco más grande del mundo produce 10,000 toneladas de clínker al día y utiliza un horno de 6.2 m de diámetro y 105 m de largo. Esta producción de un solo horno es igual a aproximadamente un quinto del consumo de cemento de todo el Reino Unido.

Se debe recalcar que todos los procesos requieren una mezcla íntima de las materias primas porque una parte de las reacciones dentro del horno ocurren por difusión en materiales sólidos, y es esencial una distribución uniforme de materiales para asegurar un producto uniforme.

En la salida del horno, independientemente del tipo de proceso, el clínker se enfría, usándose el calor para precalentar el aire de combustión. El clínker frío, que es característicamente negro, centellante y duro, se muele con yeso con el objeto de impedir el fraguado relámpago del cemento. La molienda se hace en un molino de bolas compuesto de varios compartimentos con bolas progresivamente más pequeñas, precedido esto algunas veces por el paso a través de una prensa de rodillo. En casi todas las fábricas, se emplea un sistema de molienda de circuito cerrado; el cemento que descarga el molino se pasa a través de un separador, siendo removidas las partículas finas para el silo de almacenaje con una corriente de aire, mientras que las partículas gruesas se pasan una vez más a través del molino. La molienda de circuito cerrado evita la producción de una cantidad grande de material excesivamente fino o de una cantidad pequeña de material demasiado grueso; las fallas muchas veces se encuentran en la molienda de circuito abierto. Se utilizan cantidades pequeñas de ayudas para molienda tales como el glicol de etileno o el glicol de propileno. En Massazza y Testolin,^{1,90} se encuentra la información acerca de ayudas de molienda. El rendimiento de un molino de bolas se puede mejorar con la molienda previa del clínker en una trituradora de impacto horizontal.

Una vez que el cemento se haya molido satisfactoriamente, cuando tenga tanto como 1.1×10^{12} partículas por kg, estará listo para el transporte a granel. Menos comúnmente, el cemento se empaca en sacos o tambores. Sin embargo, algunos tipos de cemento tales como el blanco, hidrofóbico, expansivo, de fraguado controlado, para pozo de petróleo, y de alta alúmina, siempre se empacan en sacos o tambores. Una bolsa normal en el Reino Unido contiene 50 kg de cemento; un saco de E.E.U.U. pesa 42.6 kg; se usan también otros tamaños de sacos. Los sacos de 25 kg se están volviendo populares.

Excepto cuando los materiales crudos necesitan el empleo del proceso húmedo, el proceso seco se utiliza hoy día para reducir al mínimo la energía requerida por la combustión.

Comúnmente, el proceso de combustión representa de 40 a 60 por ciento del costo de producción, mientras que la extracción de las materias primas para la fabricación del cemento representa 10 por ciento del costo total del mismo.

Alrededor de 1990, el consumo promedio de energía en Estados Unidos para la producción de 1 tonelada de cemento por el proceso seco era 1.6 MWh. En las fábricas modernas, esta cifra se reduce mucho, estando debajo de 0.8 MWh en Austria.^{1,96} El consumo de electricidad, que responde de 6 a 8 por ciento del total de energía usada, es comúnmente del orden de 10 kWh para triturar las materias primas, 28 kWh para la preparación de grano crudo, 24 kWh en la combustión, y 41 kWh en la molienda.^{1,18} El costo de capital de instalación de una fábrica de cemento es muy alto: casi US \$200 por tonelada de cemento producido al año.

Además de los procesos principales, hay también otros procesos de fabricación de cemento, de los cuales uno, que emplea yeso en vez de cal, quizá merece mención. En un horno rotatorio se queman yeso, arcilla y coque con arena y óxido de hierro siendo los productos finales cemento portland y dióxido de azufre, el cual es posteriormente convertido en ácido sulfúrico.

En áreas donde sólo se requiere una pequeña producción de cemento o donde el capital es limitado, puede emplearse un horno vertical tipo Gottlieb. Éste arroja nódulos de grano crudo y polvo fino de carbón combinados y produce clínker aglomerado, el cual se tritura posteriormente. Un solo horno, de 10 m de alto, produce hasta 300 toneladas de cemento al día. China utiliza varios miles de tales hornos.

Composición química del cemento portland

Hemos visto que las materias primas utilizadas en la fabricación del cemento portland consisten principalmente en cal, sílice, alúmina y óxido de fierro. Estos compuestos interactúan en el horno para formar una serie de productos más complejos, hasta alcanzar un estado de equilibrio químico, con la excepción de un pequeño residuo de cal no combinada, que no ha tenido suficiente tiempo para reaccionar. Sin embargo, el equilibrio no se mantiene durante el enfriamiento, y la rapidez de enfriamiento afectará el grado de cristalización y la cantidad de material amorfo presente en el clínker enfriado. Las propiedades de este material amorfo, conocido como vidrio, difieren en gran medida de las de compuestos cristalinos de una composición química nominal similar. Otra complicación surge debido a la interacción de la parte líquida del clínker con los compuestos cristalinos ya presentes.

No obstante, puede considerarse que el cemento se encuentra en un estado de equilibrio congelado, es decir, que los productos congelados reproducen el equilibrio existente durante la temperatura de formación del clinker. De hecho, se hace esta suposición para calcular la composición de compuestos de los cementos comerciales; la composición "potencial" se calcula a partir de las cantidades precisas de óxidos que están presentes en el clinker, como si se hubiera producido una cristalización completa de los productos en equilibrio.

Se suelen considerar cuatro compuestos como los componentes principales del cemento; se enumeran en la tabla 1.1, junto con sus símbolos de abreviación. Esta notación abreviada, utilizada por los químicos del cemento, describe cada óxido con una letra, a saber: $\text{CaO} = \text{C}$; $\text{SiO}_2 = \text{S}$; $\text{Al}_2\text{O}_3 = \text{A}$, y $\text{Fe}_2\text{O}_3 = \text{F}$. Análogamente, el H_2O del cemento hidratado, se indica por una H, y SO_3 por S.

En realidad, los silicatos que se encuentran en el cemento no son compuestos puros, pues contienen pequeñas cantidades de óxidos en soluciones sólidas. Estos óxidos tienen efectos importantes en los arreglos atómicos, las formas cristalinas y las propiedades hidráulicas de los silicatos.

Tabla 1.1 Compuestos principales del cemento portland

Nombre del compuesto	Composición de óxido	Abreviatura
Silicato tricálcico	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_3S
Silicato dicálcico	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_2S
Aluminato tricálcico	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A
Aluminoferrita tetracálcica	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF

Los cálculos de composición potencial del cemento portland se basan en el trabajo de R.H. Bogue y otros, y a menudo se denominan "composición de Bogue".

Las ecuaciones de Bogue^{1,2} para determinar el porcentaje de compuestos principales en el cemento aparecen a continuación. Los términos entre paréntesis representan el porcentaje del óxido dado en la masa total del cemento.

$$\text{C}_3\text{S} = 4.07(\text{CaO}) - 7.60(\text{SiO}_2) - 6.72(\text{Al}_2\text{O}_3) - 1.43(\text{Fe}_2\text{O}_3) - 2.85(\text{SO}_3)$$

$$\text{C}_2\text{S} = 2.87(\text{SiO}_2) - 0.754(3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2)$$

$$\text{C}_3\text{A} = 2.65(\text{Al}_2\text{O}_3) - 1.69(\text{Fe}_2\text{O}_3)$$

$$\text{C}_4\text{AF} = 3.04(\text{Fe}_2\text{O}_3)$$

Hay también otros métodos de calcular la composición,^{1,1} pero el tema no se considera dentro del alcance de este libro. Debemos observar, sin embargo, que la composición de Bogue subestima el contenido de C_3S (y subestima el C_2S) porque otros óxidos reemplazan algo del CaO de C_3S ;

como ya se expresó, los C_3S y C_2S químicamente puros no ocurren en el clinker del cemento portland.

Una modificación de la composición de Bogue que toma en cuenta la presencia de iones sustitutos en los compuestos principales nominalmente puro ha sido desarrollada por Taylor^{1,84} para los clinkers enfriados rápidamente producidos en fábricas de cemento modernas.

Además de los compuestos principales citados en la tabla 1.1, existen algunos compuestos menores tales como MgO , TiO_2 , Mn_2O_3 , K_2O y Na_2O , que generalmente no sobrepasan de un pequeño porcentaje del peso del cemento. Dos de los compuestos menores revisten interés: los óxidos de sodio y potasio, Na_2O y K_2O , conocidos como álcalis (aunque en el cemento existen también otros álcalis). Se ha encontrado que reaccionan con algunos agregados y que los productos de esa reacción ocasionan una desintegración del concreto, además de afectar la rapidez con que el cemento adquiere resistencia.^{1,3} Debido a esto, se debe destacar que el término "compuestos menores" se refiere principalmente a la cantidad, pero no necesariamente a su importancia. La cantidad de álcalis y de Mn_2O_3 puede determinarse rápidamente utilizando un espectrofotómetro.

La composición de los compuestos del cemento ha quedado establecida sobre todo gracias a la realización de estudios de equilibrios de fase de sistemas ternarios C-A-S y C-A-F, el sistema cuaternario C-C₂S-C₃A₃-C₄AF y otros. Se ha observado el curso del proceso de fundición o cristalización y se han calculado las composiciones de las fases líquidas y sólidas a cualquier temperatura. Además de los métodos de análisis químico, la composición real del clinker puede determinarse por exámenes con microscopio de preparaciones de polvo, y puede identificarse con medidas del índice de refracción. Las secciones pulidas y grabadas por ataque químico pueden usarse también con luz transmitida o reflejada. Otros métodos incluyen el uso de difracción de rayos X del polvo para identificar las fases cristalinas, además del estudio de la estructura cristalina de alguna de las fases por análisis térmico diferencial; el análisis cuantitativo también se puede llevar a cabo, pero involucraría calibraciones complicadas.^{1,68} Las técnicas modernas incluyen análisis de fase mediante un microscopio electrónico de exploración y análisis de imágenes mediante un microscopio óptico o microscopio electrónico de exploración.

La estimación de la composición del cemento se ha simplificado con métodos, tales como fluorescencia de rayos X, espectrometría de rayos X, absorción atómica, fotometría de llama y el microanálisis por sondeo electrónico, más rápidos para determinar la composición elemental. La difracción de rayos X es útil para determinar la cal viva libre, es

decir, el CaO , tan distinto del $\text{Ca}(\text{OH})_2$, y esto es conveniente para controlar el desempeño del horno.^{1,67}

El C_3S , que normalmente se presenta en las mayores proporciones, se encuentra por lo general en forma de granos incoloros equidimensionales. Al enfriarse a menos de $1,250^\circ\text{C}$, se descompone lentamente, pero si el enfriamiento no es demasiado lento, el C_3S permanece inalterado y es relativamente estable a temperaturas normales.

Se sabe que el C_2S posee tres, o quizá cuatro, formas: $\alpha\text{C}_2\text{S}$, que se presenta a altas temperaturas, se invierte en la forma β a $1,450^\circ\text{C}$. La forma $\beta\text{-C}_2\text{S}$ experimenta inversiones ulteriores en $\gamma\text{C}_2\text{S}$, a 670°C , pero a las velocidades de enfriamiento de cementos comerciales, la $\beta\text{-C}_2\text{S}$ permanece en el clinker. La $\beta\text{-C}_2\text{S}$ forma granos redondeados, los cuales suelen presentarse asociados por pares.

El C_3A forma cristales rectangulares, pero el C_3A si se enfría como si fuera vidrio, constituye una fase amorfa intersticial.

El C_4AF es realmente una solución sólida que fluctúa desde C_2F hasta $\text{C}_6\text{A}_2\text{F}$; sin embargo, la representación C_4AF es una simplificación adecuada.^{1,4}

Las cantidades reales de los diferentes tipos de compuestos varían de manera considerable de un cemento a otro y sin duda es posible obtener distintos tipos de cemento agregando en forma proporcional los materiales originales. Hace algún tiempo se hizo en Estados Unidos un intento de controlar las propiedades de los cementos requeridos para diferentes finalidades, especificando los límites de los cuatro compuestos principales, calculados a partir del análisis de los óxidos. Este procedimiento eliminaría muchas pruebas físicas que actualmente deben realizarse; pero por desgracia, la mezcla de compuestos calculada no es lo suficientemente precisa, o no considera todas las propiedades principales del cemento, por lo cual no puede servir como sustituto de las pruebas directas de las propiedades requeridas.

Tabla 1.2 Límites de composición aproximados para cemento portland

Óxido	Contenido, porcentaje
CaO	60-67
SiO ₂	17-25
Al ₂ O ₃	3-8
Fe ₂ O ₃	0.5-6.0
MgO	0.5-4.0
Álcalis (como Na ₂ O)	0.3-1.2
SO ₃	2.0-3.5

Es posible obtener una idea general de la composición del cemento en la tabla 1.2, la cual indica los límites de la mezcla de los diferentes óxidos de los cementos portland. La tabla 1.3 proporciona las composiciones de óxidos para un cemento normal de los años sesenta, así como la mezcla de compuestos^{1,5} obtenida por cálculo mediante las ecuaciones de Bogue (véase página 6).

Tabla 1.3 Óxidos y compuestos de un cemento portland normal de 1960

Típica composición de óxido	Porcentaje	Composición; normal calculada de los compuestos de óxido (usando fórmulas de la página 9)	Porcentaje
CaO	63	C_3A	10.8
SiO ₂	20	C_3S	54.1
Al ₂ O ₃	6	C_2S	16.6
Fe ₂ O ₃	3	C_4AF	9.1
MgO	1.5	Compuestos menores	-
SO ₃	2		
$\left. \begin{matrix} \text{K}_2\text{O} \\ \text{Na}_2\text{O} \end{matrix} \right\}$	1		
Otros	1		
Pérdida por ignición	2		
Residuo insoluble	0.5		

Dos términos mencionados en la tabla 1.3 requieren explicación. El *residuo insoluble*, determinado por el tratamiento con ácido clorhídrico, es una medida de la adulteración del cemento que proviene principalmente de las impurezas del yeso.

La Norma Británica BS 12: 1991 limita el residuo insoluble a 1.5 por ciento de la masa de cemento. La Norma Europea ENV 197-1: 1992, que permite un contenido de 5 por ciento de un relleno (véase la página 61), limita el residuo insoluble a 5 por ciento exclusive del relleno.

La *pérdida por ignición* muestra la medida de carbonatación e hidratación de la cal libre y de la magnesia libre, debido a la exposición del cemento a la atmósfera. La máxima pérdida por ignición ($1,000^\circ\text{C}$) del cemento permitida por la norma BS 12: 1991 y por la norma ASTM C 150-94 es 3 por ciento; 4 por ciento es aceptable para el cemento en los trópicos. En razón de que la cal libre hidratada es inocua (véase la página 34), para un contenido dado de cal libre del cemento, una pérdida mayor en la ignición es verdaderamente ventajosa.

Con los cementos que contienen un relleno calcáreo, es necesario un límite superior en la pérdida por ignición: la norma ENV 197-1:1992 permite 5% de la masa del núcleo de cemento.

Tabla 1.4 Influencia de la variación del contenido de óxido en la composición del compuesto^{1.5}

	Porcentaje del cemento número:		
	(1)	(2)	(3)
Óxido			
CaO	66.0	63.0	66.0
SiO ₂	20.0	22.0	20.0
Al ₂ O ₃	7.0	7.7	5.5
Fe ₂ O ₃	3.0	3.3	4.5
Otros	4.0	4.0	4.0
Compuestos			
C ₃ S	65	33	73
C ₂ S	8	38	2
C ₃ A	14	15	7
C ₄ AF	9	10	14

Es interesante observar la gran influencia de un cambio en la composición de los óxidos sobre la mezcla de compuestos del cemento. Algunos datos de Czernin^{1.5} aparecen en la tabla 1.4; la columna 1 muestra la composición de un cemento de fraguado rápido. Si se reduce el contenido de cal en tres por ciento, con el consiguiente aumento de los otros óxido (columna 2), se produce un cambio considerable en la relación C₃S:C₂S. La columna 3 muestra un cambio de 1.5 por ciento en los contenidos de alúmina y hierro, comparado con el cemento de la columna 1. Los contenidos de cal y sílice permanecen inalterados y, sin embargo, la relación de silicatos, al igual que los contenidos de C₃A y C₄AF, se ve afectada en gran medida. Es indudable que no puede exagerarse

la importancia de controlar la composición de los óxidos en el cemento. Dentro de la clasificación general de cementos portland normales y de fraguado rápido, la suma de los contenidos de los silicatos varía sólo dentro de límites muy reducidos, de suerte que la variación en la composición depende principalmente de la relación de CaO a SiO₂ en las materias primas.

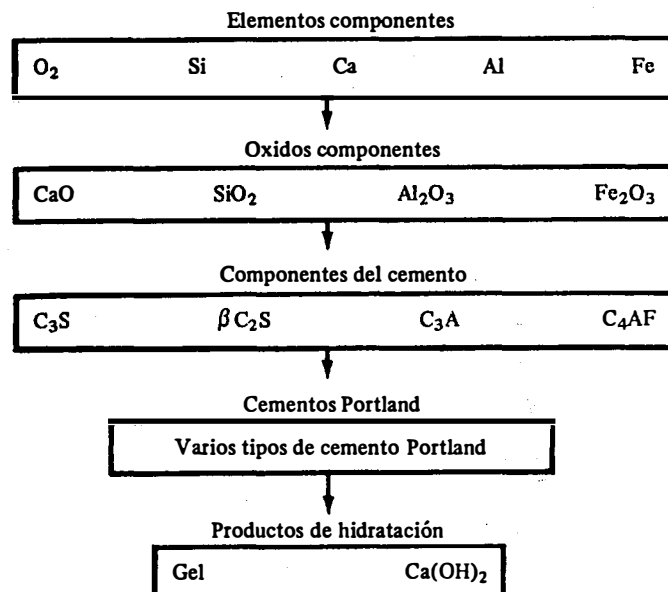
En esta fase conviene resumir los modelos de formación e hidratación del cemento; esto se muestra esquemáticamente en la figura 1.2.

Hidratación del cemento

La reacción mediante la cual el cemento portland se transforma en un agente de enlace, se produce en una pasta de cemento y agua. En otras palabras, en presencia del agua los silicatos y aluminatos mencionados en la tabla. 1.1 forman productos de hidratación, que con el paso del tiempo, producen una masa firme y dura que se conoce como pasta de cemento hidratada.

Los compuestos de los diferentes tipos de cemento pueden reaccionar con el agua de dos formas distintas. En la primera, se produce una adición directa de algunas moléculas de agua, lo cual constituye una reacción de hidratación real. El segundo tipo de reacción con agua es la hidrólisis. Sin embargo, por utilidad y por costumbre, se aplica el término hidratación a todas las reacciones de cemento con agua, es decir, tanto a la hidratación real como a la hidrólisis.

Figura 1.2. Representación esquemática de la formación e hidratación del cemento portland.



Le Chatelier fue el primero en observar, hace aproximadamente cien años, que los productos de hidratación del cemento son químicamente iguales a los productos de hidratación de los componentes individuales en condiciones similares. Esto fue confirmado más tarde por Steinour^{1.6} y por Bogue y Lerch,^{1.7} con la salvedad de que los productos de reacción pueden ejercer influencia entre si o interactuar con los demás compuestos presentes. Los dos silicatos de calcio son los principales compuestos cementantes del cemento, y el comportamiento físico de éste durante la hidratación es semejante al de ambos compuestos por separado.^{1.8} La hidratación de los compuestos individuales se describirá con más detalle en las siguientes secciones.

Los productos de la hidratación del cemento poseen baja solubilidad en agua, como lo demuestra la estabilidad de la pasta de cemento endurecida en contacto con el agua. El cemento hidratado se enlaza firmemente con el cemento que no ha reaccionado, pero el mecanismo exacto del proceso no se conoce con claridad. Es posible que el hidrato recién producido forme una envoltura, la cual crece desde dentro debido a la acción del agua que ha penetrado en la película de hidrato envolvente. Por otra parte, los silicatos disueltos pueden pasar a través de la envoltura y precipitarse como una capa exterior. Una tercera posibilidad consiste en que la solución coloidal se precipite a través de la masa después de haber alcanzado condiciones de saturación, y que toda hidratación posterior se produzca dentro de la estructura.

Cualquiera que sea la forma de precipitación de los productos de la hidratación, la rapidez de hidratación disminuye continuamente de modo que, aun después de transcurrido mucho tiempo, permanece una buena cantidad de cemento deshidratado. Por ejemplo, después de 28 días en contacto con agua, se encontró que los granos de cemento se habían hidratado sólo hasta una profundidad de 4 m^{1.9} y 8 m después de un año. Powers^{1.10} calculó que la hidratación completa en condiciones normales sólo es posible para partículas de cemento menores de 50 µm, pero se obtuvo hidratación completa al moler continuamente cemento en agua durante cinco días.

El examen microscópico del cemento hidratado no muestra evidencias de canalización de agua en los granos de cemento para la hidratación selectiva de los compuestos más reactivos (por ejemplo, C₃S), que pueden ubicarse en el centro de la partícula. Parece, por esto, que la hidratación avanza mediante una reducción gradual del tamaño de la partícula de cemento. De hecho, se han encontrado granos deshidratados de cemento grueso con C₃S y C₂S después de varios meses,^{1.11} y es posible que los granos pequeños de C₂S se hidraten antes de completarse la hidratación de granos mayores de C₃S. Los diversos componentes del cemento se encuentran generalmente entremezclados en todos los ti-

pos de granos, y algunas investigaciones han indicado que el residuo de un grano, después de cierto periodo de hidratación, tiene la misma composición, en porcentaje, que el total del grano original.^{1.12} Sin embargo, la composición del residuo cambia a través del periodo de hidratación del cemento,^{1.49} y específicamente durante las primeras 24 horas puede haber una hidratación selectiva.

Los principales hidratos pueden clasificarse, a grandes rasgos, en hidratos de silicato de calcio e hidrato de aluminato tricálcico. Se cree que el C₄AF se hidrata en hidrato de aluminato tricálcico y en una fase amorfa, probablemente CaO.F₂O₃. ac. Es posible también que haya algo de Fe₂O₃ en la solución sólida del hidrato de aluminato tricálcico. El desarrollo del proceso de hidratación del cemento puede determinarse por diferentes métodos, como la medida de:

- ☐ la cantidad de Ca (OH)₂ en la pasta;
- ☐ el calor cedido por la hidratación;
- ☐ la densidad específica de la pasta;
- ☐ la cantidad de agua químicamente combinada;
- ☐ la cantidad de cemento deshidratado (utilizando análisis de rayos X cuantitativo)
- ☐ también, indirectamente, de la resistencia de la pasta hidratada.

Al estudiar reacciones tempranas, se pueden emplear técnicas termogravimétricas y exploración continua de difracción de rayos X de las pastas húmedas que pasan por hidratación.^{1.50} La microestructura de la pasta hidratada de cemento también se puede estudiar reflejando electrones retrodifundidos en un microscopio electrónico de exploración.

Hidratos de silicato de calcio

La rapidez de hidratación del C₃S y del C₂S en estado puro difieren considerablemente, como se muestra en la figura 1.3. Cuando los diversos componentes se encuentran juntos en el cemento, la hidratación se ve afectada por las interacciones. En los cementos comerciales, los silicatos de calcio contienen pequeñas impurezas de alguno de los óxidos existentes en el clinker. El C₃S "impuro" se conoce como alita, y el C₂S "impuro", como belita. Estas impurezas tienen un efecto determinante en las propiedades de los hidratos de silicato de calcio (véase la página 32).

Cuando se presenta el proceso de hidratación en una cantidad limitada de agua, como sucede con la pasta de cemento o de concreto, se supone que el C₃S sufre hidrólisis, lo cual produce un silicato de calcio de baja basicidad y tiene como producto final C₃S₂H₃, donde la cal liberada se separa

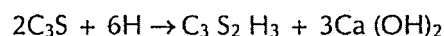
como $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Sin embargo, allí existe alguna incertidumbre en cuanto a si C_3S y C_2S terminen finalmente en el mismo hidrato C_3S . Esto se infiere de consideraciones sobre el calor de hidratación,^{1.6} y sobre el área superficial de los productos de hidratación,^{1.13} sin embargo, observaciones físicas indican la presencia de más de uno -posiblemente varios- hidratos de silicato de calcio distintos. La relación C:S podría afectarse si se absorbiera o si se retuviera algo de cal en las soluciones sólidas. Existen claras indicaciones de que el producto final de la hidratación del C_2S tiene una relación cal/sílice de 1.65. Esto puede deberse a que la hidratación del C_3S se controla mediante la velocidad de difusión de los iones, a través de las películas hidratadas superficiales, mientras que la hidratación del C_2S está controlada por su lenta velocidad intrínseca de reacción.^{1.14} Además, la temperatura puede afectar los productos de hidratación de los dos silicatos en la misma forma en que la permeabilidad del gel se ve afectada por la temperatura.

La relación C:S no puede determinarse de manera confiable, ya que métodos diferentes producen resultados diversos.^{1.74} La variación puede ser tan amplia como 1.5 por extracción química y 2.0 por método termogravimétrico.^{1.66} Las mediciones óptico-electrónicas también dan valores bajos de la relación C:S.^{1.72} La relación también varía con el tiempo y es influida por la presencia de otros elementos o compuestos del cemento. En la actualidad, los hidratos de silicato de calcio se describen generalmente como C-S-H, y se cree que probablemente la relación C:S está cerca de 2.^{1.19} Como los cristales que se forman mediante la hidratación son imperfectos y extremadamente pequeños, la relación molecular entre el agua y la sílice no necesita ser un número entero. El C-S-H generalmente contiene pequeñas cantidades de Al, Fe, Mg y otros iones. Anteriormente el C-S-H se conocía como gel de tobermorita debido a su similitud estructural con el mineral de este nombre, pero como

esto no podía ser correcto, actualmente la mencionada descripción se usa rara vez.

Haciendo la *suposición* aproximada de que el $\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3$ es el producto final de la hidratación del C_3S , así como del C_2S , las reacciones de hidratación pueden escribirse (como guía, no como ecuaciones exactas estequiométricas) en la forma siguiente:

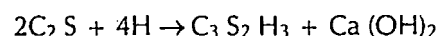
Para C_3S :



Las correspondientes masas que intervienen son:

$$100 + 24 \rightarrow 75 + 49$$

Para C_2S :



Las correspondientes masas son:

$$100 + 21 \rightarrow 99 + 22$$

De este modo, con base en las masas, ambos silicatos requieren aproximadamente la misma cantidad de agua para su hidratación, pero el C_3S produce más del doble de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ que el que se forma mediante la hidratación del C_2S .

Las propiedades físicas de los hidratos de silicato de calcio revisten interés en relación con las propiedades de fraguado y endurecimiento del cemento. Estos hidratos suelen describirse como amorfos, pero el microscopio electrónico revela su carácter cristalino. Es interesante hacer notar que uno de los hidratos que creemos que existe, y que Taylor^{1.15} llama C-S-H (I), tiene una estructura por capas similar a la de algunos minerales arcillosos, tales como la montmorillonita y la haloisita. Las capas individuales en el plano de los ejes *a* y *b* están bien cristalizadas, mientras que las distancias entre ellos están definidas en forma menos precisa. Tal celosía cristalográfica aceptará diversas cantidades de cal sin cambios fundamentales, y esto indica una posible causa de las relaciones variables cal/sílice mencionadas anteriormente. De hecho, los diagramas de polvo revelan que toda cal que excede a una molécula por molécula de sílice se acepta en forma aleatoria.^{1.51} Steinhour^{1.16} describe lo anterior como una combinación de solución sólida y adsorción.

Los silicatos de calcio no se hidratan en estado sólido, pero los silicatos anhidros probablemente pasan primero a una solución y después reaccionan para formar silicatos hidratados menos solubles, los cuales se separan de la solución sobresaturada.^{1.17} Este es el tipo de mecanismo de hidratación que observó por primera vez Le Chatelier, en 1881.

Estudios hechos por Diamond^{1.60} indican que los hidratos de silicato de calcio existen en diversas formas, algunas de las cuales son partículas fibrosas, partículas planas, una ma-

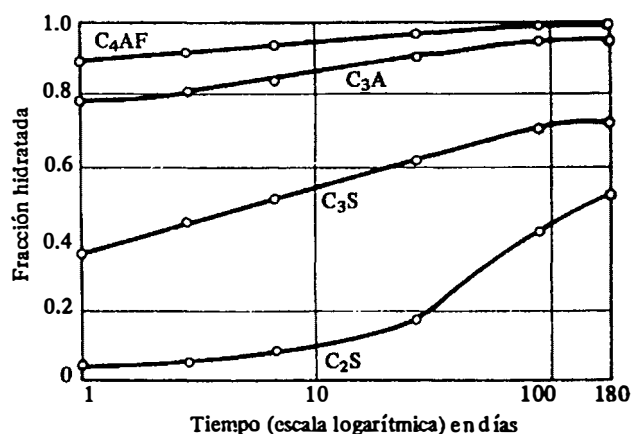


Figura. 1.3 Velocidades de hidratación de compuestos puros.^{1.47}

lla reticular difícil de definir. Sin embargo, la forma predominante es la de partículas fibrosas, probablemente sólidas o huecas, algunas veces planas, otras, ramificadas en los extremos. Generalmente tienen de $0.5\ \mu\text{m}$ a $2\ \mu\text{m}$ de longitud y menos de $0.2\ \mu\text{m}$ de ancho. Esta no es una descripción precisa, pero la estructura de los hidratos de silicato de calcio es muy desordenada para determinarla con las técnicas existentes, incluyendo la combinación del microscopio de análisis de electrones y del espectrómetro de rayos X de energía dispersiva.

La hidratación del C_3S en un alto grado caracteriza el comportamiento del cemento, y puede ser apropiado describir este último. La hidratación no continúa a una razón constante o a una razón con cambio en forma constante.²⁸ La rápida liberación inicial de hidróxido de calcio dentro de la solución deja una capa exterior de hidrato de silicato de calcio de aproximadamente $0.001\ \mu\text{m}$ de espesor.^{1,61} Esta capa impide la hidratación adicional así es que, durante algún tiempo de allí en adelante, poca hidratación ocurre.

Puesto que la hidratación del cemento es una reacción exotérmica, la rapidez de evolución del calor es una indicación de la rapidez de hidratación. Esto demuestra que hay tres picos en la rapidez de hidratación en los primeros tres días, más o menos, desde la primera vez que el cemento se pone en contacto con el agua. La figura 1.4 muestra una gráfica de la rapidez de evolución del calor contra el tiempo.^{1,81} Podemos ver el primer pico, el cual es muy alto, y que corresponde a la hidratación inicial en la superficie de las partículas de cemento, que comprende generalmente el C_3A . La duración de este alto régimen de hidratación es muy corto, y allí sigue un llamado *periodo latente*, algunas veces llamado

también un periodo de inducción, durante el cual la rapidez es muy baja. Este periodo comprende una o dos horas, durante las cuales la pasta de cemento es trabajable.

En seguida, la capa superficial se descompone, posiblemente por un mecanismo osmótico o por el crecimiento de los cristales de hidróxido de calcio. La rapidez de hidratación (y, en consecuencia, la evolución del calor) aumenta muy lentamente, y los productos de hidratación de los granos individuales se ponen en contacto unos con otros; entonces ocurre el fraguado. La rapidez de evolución del calor alcanza un segundo pico, comúnmente a las 10 horas, pero algunas veces tan temprano como a las 4 horas.

Después de este pico, la rapidez de hidratación disminuye por un periodo largo, la difusión a través de los poros de los productos de hidratación llega a ser el factor de control.^{1,62} Con la mayor parte de los cementos, pero no con todos, hay un aumento renovado en la rapidez de hidratación hasta un tercer pico, inferior, entre las 18 y las 30 horas. Este pico se relaciona con una reacción renovada de C_3A , que sigue al consumo total del yeso.

La llegada del segundo pico se acelera por la presencia de los álcalis, por una alta finura de las partículas de cemento, y por un aumento de temperatura.

Por causa de la similitud en el proceso de hidratación de silicatos de calcio puros y de cementos portland comerciales, ellos muestran similar desarrollo de resistencia.^{1,20} Se alcanza una resistencia considerable mucho antes de que hayan terminado las reacciones de hidratación, y parecería que una pequeña cantidad de hidrato se adhiere junto con el res-

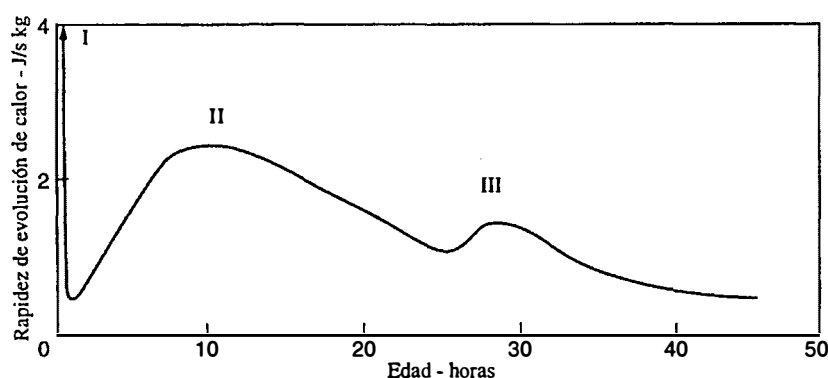


Figura. 1.4 Rango de evolución del calor del cemento portland con la relación agua/cemento de 0.4.^{1,81} El primer pico de 3200 J/s kg está fuera del diagrama.

to sin hidratar; la hidratación adicional da por resultado un pequeño aumento de resistencia.

El $\text{Ca}(\text{OH})_2$ liberado por la hidrólisis de los silicatos de calcio forma placas hexagonales delgadas, frecuentemente de varias decenas de μm de ancho, pero posteriormente se fusionan en un depósito masivo.^{1.60}

El hidrato de aluminato tricálcico y la acción del yeso

La cantidad presente de C_3A en la mayoría de los cementos es comparativamente pequeña, pero su comportamiento y relación estructural con las otras fases del cemento le confieren importancia. El hidrato de aluminato tricálcico forma un material intersticial prismático oscuro, posiblemente junto con otras sustancias en solución sólida, y a menudo se encuentra en forma de láminas planas rodeadas individualmente por los hidratos de silicato de calcio.

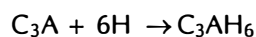
La reacción del C_3A puro con agua es muy violenta y lleva a un inmediato endurecimiento de la pasta, conocido como fraguado relámpago. Para evitar esto, se agrega yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) al clinker del cemento. El yeso y el C_3A reaccionan para formar un sulfaluminato insoluble de calcio ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$); sin embargo, se forma a veces un hidrato de aluminato tricálcico, aunque es probable que vaya precedido por un $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ metaestable, producido a expensas del sulfaluminato de calcio con alto contenido de sulfato, que existía originalmente.^{1.6} Al llegar más C_3A a la solución, la composición cambia, decrece continuamente el contenido de sulfato. La velocidad de reacción del aluminato es alta y, si este reajuste en la composición no es suficientemente rápido, es posible que se produzca una hidratación directa del C_3A . En un caso particular, un máximo en la velocidad de desarrollo de calor, observado normalmente dentro de los cinco minutos posteriores a la adición de agua al cemento, significa que se ha formado alguna cantidad de hidrato de aluminato de calcio durante ese periodo, sin haberse establecido aún las condiciones para el efecto retardante, causado por el yeso.

En lugar del yeso, otras formas de sulfato de calcio se pueden utilizar en la fabricación de cemento: hemihidratado ($\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2}\text{H}_2\text{O}$) o anhídrido (CaSO_4).

Hay evidencias de que la hidratación del C_3A es retardado por el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ liberado por la hidrólisis del C_3S .^{1.62} Esto ocurre debido a que el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ reacciona con el C_3A y el agua para formar C_4AH_{13} , lo cual forma una capa protectora sobre la superficie de los granos no hidratados de C_3A . También es posible que el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ disminuya la concentración

de iones de aluminato en la solución, disminuyendo así la rapidez de hidratación del C_3A .^{1.62}

La forma estable final del hidrato de aluminato de calcio en la pasta de cemento hidratado es probablemente un cristal cúbico C_3AH_6 , pero es posible que primero cristalice en forma del cristal hexagonal C_4AH_{12} , que posteriormente se transforma en la forma cúbica. De este modo, la fórmula final de la reacción puede plantearse como:



De nuevo, esta ecuación es aproximada, no estequiométrica.

El peso molecular indica que 100 partes de C_3A reaccionan con 40 partes de agua por masa, lo cual representa una proporción mucho mayor de agua que la requerida por los silicatos.

No se recomienda la presencia de C_3A en el cemento, pues casi no contribuye a reforzarlo, excepto a edades muy tempranas, y cuando los sulfatos atacan la pasta de cemento endurecida, puede favorecer un rompimiento debido a la expansión motivada por la formación de sulfoaluminato de calcio a partir del C_3A de la pasta endurecida. Sin embargo, el C_3A actúa como fundente y, de este modo, reduce la temperatura de cocción del clinker y facilita la combinación de cal y sílice; por esta razón, el C_3A es útil en la fabricación del cemento. El C_4AF también actúa como fundente. Se podrá observar que, si no se formara algo de líquido durante la cocción, las reacciones en el horno avanzarían en forma mucho más lenta y, probablemente, serían incompletas. Por otra parte, un contenido más alto de C_3A aumenta la energía para moler el clinker.

Un efecto positivo del C_3A es su capacidad de adherencia de cloruros (véase la página 397).

El yeso no sólo reacciona con el C_3A , pues con el C_4AF forma sulfoferrita cálcica, al igual que sulfoaluminato cálcico, y su presencia puede acelerar la hidratación de los silicatos.

La cantidad de yeso añadida al clinker de cemento debe vigilarse cuidadosamente; en particular, un exceso de yeso lleva a una expansión y al rompimiento consecuente de la pasta fraguada de cemento. El contenido óptimo de yeso se determina mediante observaciones de la generación de calor de hidratación. Como ya se mencionó, el primer pico en la rapidez de evolución del calor es seguido por un segundo pico unas 4 a 10 horas después de haber agregado el agua al cemento, y con la cantidad correcta de yeso deberá haber poco C_3A disponible para reacción después que todo el yeso se haya combinado, y no deberá ocurrir ningún nuevo pico en la liberación de calor. Así, un contenido óptimo de yeso lleva a una rapidez deseable de reacción temprana e

impide alta concentración local de productos de hidratación (véase la página 250). En consecuencia, el tamaño de poro de la pasta de cemento hidratado se reduce y la resistencia aumenta.^{1,78}

La cantidad de yeso requerida aumenta con el contenido de C_3A y también con el contenido de álcali del cemento. Un incremento en la finura del cemento aumenta la cantidad de C_3A disponible a edades tempranas, lo cual eleva las cantidades de yeso necesarias. La norma ASTM C543-84 prescribe una prueba para el contenido óptimo de SO_3 . La optimización se basa sobre una resistencia de un día, lo cual produce también usualmente la contracción más baja.

La cantidad de yeso agregada al clinker de cemento se expresa como la masa de SO_3 presente; está limitada por la Norma Europea ENV 197-1 a un máximo de 3.5 por ciento, pero en algunos casos se permiten porcentajes más altos. El SO_3 químicamente aplicable es el sulfato soluble aportado por el yeso y no el que proviene del combustible de alto azufre, el cual está adherido en el clinker; esto es por lo que el límite de SO_3 total actual es más alto que el pasado. Los valores máximos de SO_3 establecidos en la norma ASTM C 150-94 dependen del contenido de C_3A y son más altos en el cemento de endurecimiento rápido.

Fraguado

Este es el término utilizado para describir la rigidez de la pasta del cemento, aun cuando la definición de rigidez de la pasta puede considerarse un poco arbitraria. En términos generales, el fraguado se refiere a un cambio del estado fluido al estado rígido. Aunque durante el fraguado la pasta adquiere cierta resistencia, para efectos prácticos es conveniente distinguir el fraguado del endurecimiento, pues este último término se refiere al incremento de resistencia de una pasta de cemento fraguada.⁴¹

En la práctica, se utilizan los términos de fraguado inicial y fraguado final para describir etapas de fraguado elegidas arbitrariamente. El método para determinar estos tiempos de fraguado se describe en este capítulo en el inciso: Tiempo de fraguado en la página 34.

Parece que el fraguado es causado por una hidratación selectiva de algunos componentes del cemento: los dos primeros en reaccionar son C_3A y C_3S . Las propiedades de fraguado relámpago del C_3A se mencionaron en la sección anterior, pero la adición de yeso retrasa la formación del hidrato de aluminato de calcio y, por lo tanto, el C_3S fragua primero. El C_3S puro mezclado con agua también presenta un fraguado inicial, pero el C_2S se endurece en forma más gradual.

En un cemento retardado en forma adecuada, la estructura de la pasta de cemento hidratada se establece por medio del hidrato de silicato de calcio, mientras que si se permitiera al C_3A fraguar primero se formaría un hidrato de aluminato de calcio más poroso. El resto de los compuestos del cemento se hidrataría también dentro de esta estructura porosa, y las características de resistencia de este cemento se verían afectadas en forma adversa.

Aparte de la rapidez de formación de productos cristalinos, se han indicado también como factores del progreso del fraguado el desarrollo de películas alrededor de los granos de cemento y la coagulación conjunta de los componentes de la pasta.

Al tiempo del fraguado final, hay una caída aguda en la conductividad eléctrica de la pasta de cemento, y se han hecho intentos de medir el fraguado por medios eléctricos.

El tiempo de fraguado del cemento decrece con la elevación de la temperatura, pero arriba de 30 °C se puede observar un efecto inverso.^{1,1} A temperaturas bajas, el fraguado se retarda.

Fraguado falso

Se da el nombre de fraguado falso a una rigidez prematura y anormal del cemento, que se presenta dentro de los primeros minutos después de haberlo mezclado con agua. Difiere del fraguado relámpago en que no despidе calor en forma apreciable y, si se vuelve a mezclar la pasta de cemento sin añadirle agua, se restablece su plasticidad y fragua normalmente sin pérdida de resistencia.

Algunas de las causas del fraguado falso pueden encontrarse en la deshidratación del yeso cuando se mezcla con un clinker demasiado caliente: se produce hemihidrato ($CaSO_4 \cdot \frac{1}{2} H_2O$) o anhidrita ($CaSO_4$) y, cuando se mezcla el cemento con agua, estos compuestos se hidratan para formar cristales de yeso en forma de aguja. Así ocurre el llamado "fraguado de mortero," con un endurecimiento resultante de la pasta.

Otra causa del fraguado falso puede asociarse con los álcalis del cemento. Al almacenarse el cemento, los álcalis pueden carbonatarse y los carbonatos alcalinos reaccionan con el $Ca(OH)_2$ liberado por la hidrólisis del C_3S para formar $CaCO_3$. Esto da por resultado el endurecimiento de la pasta.

También se ha sugerido que el fraguado falso puede deberse a una activación del C_3S por aireación en humedades relativamente altas. El agua se adsorbe por los granos de cemento; por lo tanto, estas superficies recién activadas

pueden combinarse en forma muy rápida con más agua durante la mezcla, lo cual produce un fraguado falso.^{1,21}

Las pruebas de laboratorio en fábricas de cemento generalmente eliminan la posibilidad de fraguados falsos en el cemento. Sin embargo, si se presenta un fraguado falso, puede remediarse mezclando el concreto sin adicionar agua. Aunque esto no resulta fácil, la trabajabilidad puede mejorar y el concreto vuelve a sus condiciones normales.

Finura del cemento

Debe recordarse el hecho de que una de las últimas etapas en la fabricación del cemento es la molienda del clinker mezclado con el yeso. Puesto que la hidratación comienza sobre la superficie de las partículas de cemento, el área superficial total del cemento constituye el material de hidratación. De este modo, la rapidez de hidratación depende de la finura de las partículas de cemento; por lo tanto, para un desarrollo rápido de la resistencia se precisa un alto grado de finura (véase la figura 1.5); la resistencia de largo plazo no se ve afectada. Una rapidez de hidratación temprana más alta quiere decir, por supuesto, también una rapidez más alta de evolución temprana de calor.

Por otro lado, moler las partículas de cemento hasta obtener mayor finura representa un costo considerable; además, cuanto más fino sea un cemento, se deteriorará con mayor rapidez por la atmósfera. Los cementos más finos experimentan una reacción más fuerte con los agregados reactivos alcalinos^{4,4}, y forman una pasta, aunque no necesariamente de concreto, con mayor contracción y mayor propensión al

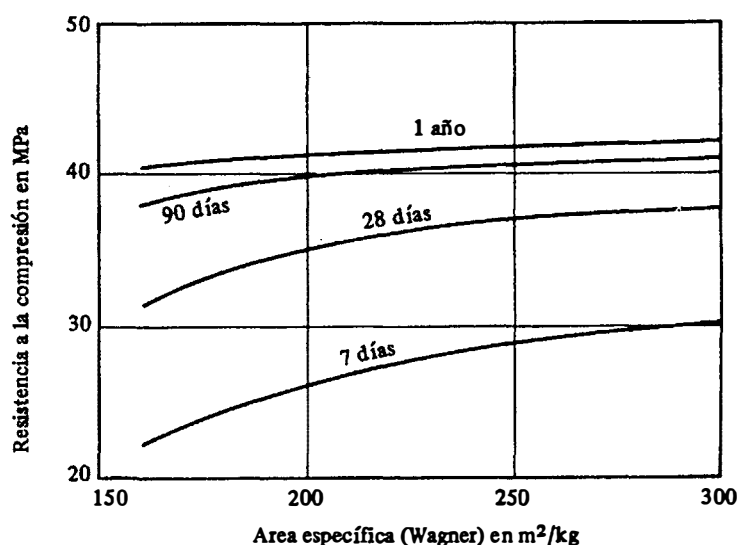
agrietamiento. Sin embargo, un cemento fino sangra menos que uno más grueso.

Un aumento en la finura eleva la cantidad de yeso requerida para propiciar un efecto retardante adecuado, puesto que en cementos más finos existe más C_3A libre para una hidratación temprana. El contenido de agua de una pasta de consistencia normal es mayor en un cemento fino, pero a la inversa, un incremento en la finura del cemento mejoraría levemente la trabajabilidad de una mezcla de concreto. Esta anomalía puede deberse, en parte, a que los resultados de las pruebas de consistencia de la pasta del cemento y de trabajabilidad establecen propiedades diferentes de la pasta fresca; además, el aire que se encuentra en forma accidental afecta la trabajabilidad de la pasta de cemento, y los cementos de diferente finura pueden contener distintas cantidades de aire.

Podemos observar entonces que la finura es una propiedad vital del cemento y tiene que someterse a un control cuidadoso. La fracción de cemento retenida en un tamiz de prueba de 45 μm (ASTM Núm.325) se puede determinar utilizando ASTM 430-92. (Para tamaño de abertura de diferentes tamices, vea la Tabla 3.14) Esto aseguraría que el cemento no contiene un exceso de granos grandes que, por causa de su área superficial por masa unitaria comparativamente pequeña, sólo desempeñarían un papel secundario en los procesos de hidratación y de desarrollo de resistencia.

Sin embargo, las pruebas de tamizado no dan información sobre el tamaño de los granos menores que pasan por el ta-

Figura 1.5 Relación que existe entre la resistencia del concreto a diferentes edades y la finura del cemento.^{1,43}



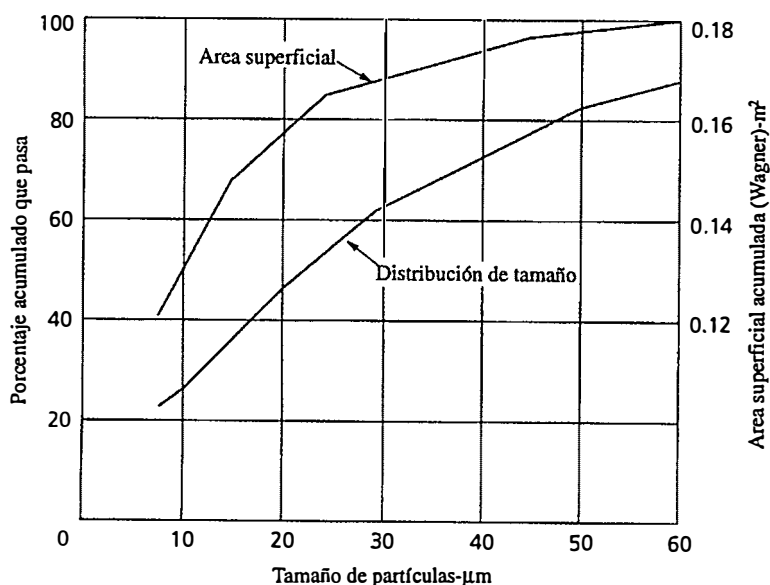


Figura 1.6 Ejemplo de la distribución por tamaño de la partícula y del área superficial acumulada, dadas por partículas de cualquier tamaño, para un gramo de cemento.

miz de $45 \mu\text{m}$ (ASTM Núm. 325), y estas partículas finas tienen el papel más importante en la hidratación temprana.

Por estas razones, las normas modernas prescriben una prueba para finura por medio de la determinación de la superficie específica del cemento, expresada como el área total superficial en metros cuadrados por kilogramo. Una aproximación directa consiste en medir la distribución del tamaño de la partícula por sedimentación. Estos métodos están basados en la dependencia entre la velocidad de caída libre de la partícula y su diámetro. La ley de Stoke da la velocidad final de caída, bajo la acción de la gravedad, de una partícula esférica en un medio fluido; las partículas de cemento, no son esféricas. Este medio, por supuesto, tiene que ser químicamente inerte con respecto al cemento. También es importante alcanzar una dispersión satisfactoria de las partículas de cemento, puesto que una floculación parcial produciría una disminución en la superficie específica aparente.

Un desarrollo de estos métodos es el turbidímetro de Wagner, usado en los Estados Unidos (Norma ASTM C 115-93). En esta prueba se utiliza un haz de luz para determinar la concentración de partículas en suspensión en un nivel dado de keroseno, y el porcentaje de luz transmitida se mide por medio de una celda fotoeléctrica. El turbidímetro generalmente da resultados coherentes, pero se comete un error al suponer una distribución uniforme para el tamaño de las partículas menores de $7.5 \mu\text{m}$. Precisamente estas partículas finísimas contribuyen mucho a la superficie específica del cemento, y el error resulta especialmente importante con los cementos más finos utilizados hoy día. Sin embargo, es posible perfeccionar el método normal si se determina la

concentración de las partículas de $5 \mu\text{m}$ y se efectúa una modificación en los cálculos.^{1.51} Una forma típica de la distribución de tamaño de las partículas se ilustra en la figura 1.6, la cual señala además la aportación correspondiente de estas partículas al área total superficial de la muestra. Tal como se mencionó en la página 5, en el inciso fabricación del cemento portland, de este mismo capítulo, la distribución de tamaño de las partículas depende del método de molienda y varía, por lo tanto, de una planta a otra.

Sin embargo, debe admitirse que aún no se conoce el verdadero significado de lo que se considera una "buena" granulometría del cemento: ¿deben ser todas las partículas del mismo tamaño, o deberán tener una distribución tal que puedan formar una masa más densa? Ahora se cree que, para una superficie específica dada de cemento, el desarrollo de resistencia temprana es mejor si al menos 50 por ciento de las partículas se halla entre 3 y $30 \mu\text{m}$, correspondientemente con menos partículas muy finas y muy gruesas. Se cree que una proporción aún mayor de partículas en la variedad de 3 y $30 \mu\text{m}$, hasta 95 por ciento, conduce a una resistencia temprana mejorada y también a una buena resistencia última de concreto hecho con tal cemento. Para realizar la distribución controlada del tamaño de partícula es necesario emplear clasificadores de alta eficiencia en molienda de circuito cerrado de clinker. Estos clasificadores reducen la cantidad de energía utilizada en moler.^{1.80}

La razón del efecto benéfico de las partículas de tamaño medio se puede encontrar en los resultados de Aitcin et al,^{1.91} quien encontró que moler el cemento da por resultado cierta cantidad de segregación de compuestos. Específicamen-

te, las partículas menores de $4\text{ }\mu\text{m}$ son muy ricas en SO_3 , y ricas en álcalis; las partículas más gruesas que $30\text{ }\mu\text{m}$ contienen una proporción grande de C_2S , mientras que las partículas que se ubican entre 4 y $30\text{ }\mu\text{m}$ son ricas en C_3S .

Se deberá observar, no obstante, que no hay relación simple entre resistencia y distribución de tamaño de partículas de cemento: por ejemplo, el clinker parcialmente hidratado, expuesto a la atmósfera, después de la molienda, da por resultado cemento con un área superficial aparente engañosamente alta.

La superficie específica de cemento se puede determinar también por el método de permeabilidad al aire, que utiliza un aparato desarrollado por Lea y Nurse. El método se basa sobre la relación entre el flujo de un fluido a través de un estrato granular y el área superficial de las partículas que comprenden el estrato. Con esto, el área superficial por masa unitaria del material se puede relacionar con la permeabilidad de un estrato de una porosidad dada, o sea, que contiene un volumen fijo de poros en el volumen total del estrato.

El aparato de permeabilidad se muestra esquemáticamente en la figura 1.7. Conociendo la densidad del cemento, es posible calcular el peso necesario para obtener un estrato de porosidad de 0.475 y espesor de 1 cm. Esta cantidad de cemento se coloca en un recipiente cilíndrico, se pasa una corriente de aire seco a través del estrato de cemento a una velocidad constante, y la caída de presión resultante se mide por medio de un manómetro conectado a los extremos superior e inferior del estrato. El flujo de aire se mide

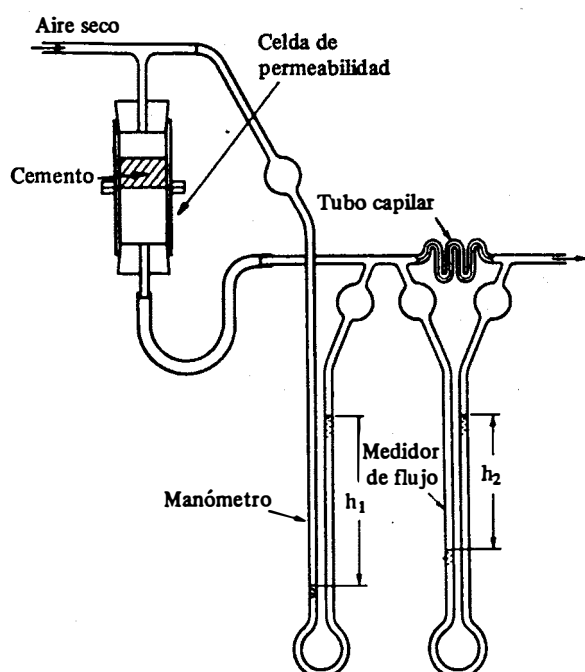


Figura 1.7 Aparato de permeabilidad de Lea y Nurse.

con un medidor de flujo que consta de un capilar colocado en el circuito y de un manómetro a través de los extremos.

Una ecuación que desarrolló Carman da la superficie específica en cm^2 por gramo, de la siguiente forma:

$$S_w = \frac{14}{\rho(1-\epsilon)} \sqrt{\frac{\epsilon^3 A h_1}{K L h_2}}$$

donde

ρ = densidad del cemento (g/cm^3)

ϵ = porosidad del estrato de cemento (0.475 en las pruebas de la BS).

A = Área de la sección transversal del estrato (5.066 cm^2).

L = altura del estrato (1 cm).

h_1 = caída de presión a través del estrato.

h_2 = caída de presión a través del medidor de flujo capilar (entre 25 y 55 cm de keroseno).

K = constante del medidor de flujo.

Para un aparato dado y determinada porosidad, la ecuación se simplifica de la manera siguiente:

$$S_w = \frac{K_1}{\rho} \sqrt{\frac{h_1}{h_2}}$$

donde

K_1 es una constante.

En Estados Unidos y hoy día en Europa, se utiliza una modificación del método de Lea y Nurse, hecha por Blaine; el método es prescrito por la ASTM C 204-94 y por EN 196-6: 1989. Aquí el aire no pasa a través del estrato o a un flujo constante, sino que un volumen conocido de aire pasa a una presión promedio determinada, disminuyendo continuamente la velocidad de flujo. Se determina el tiempo t para que tenga lugar el flujo, y para un aparato dado y una porosidad media de 0.500, la superficie específica está dada por:

$$S = K_2 \sqrt{t}$$

donde

K_2 es una constante.

Los métodos de Lea y Nurse, y de Blaine, dan valores de superficie específica muy semejantes unos a otros, pero muy superiores a los valores obtenidos con el método de Wagner. Esto se debe a las suposiciones de Wagner acerca de la distribución de tamaño de partículas inferiores a $7.5\text{ }\mu\text{m}$, mencionadas anteriormente. La distribución real de estas

partículas es tal que los valores promedio de 3.75 µm supuestos por Wagner, subestiman el área superficial de estas partículas. En el método de permeabilidad al aire, el área superficial de todas las partículas se mide directamente, y los valores resultantes de la superficie específica son alrededor de 1.8 veces mayores que los valores calculados por el método de Wagner. La clasificación de los factores de conversión varía entre 1.6 y 2.2, dependiendo de la finura del cemento y de su contenido de yeso.

Ambos métodos dan una imagen clara de la variación relativa en la finura del cemento, y para efectos prácticos esto es suficiente. El método de Wagner es un poco más informativo, puesto que indica la distribución por tamaño de las partículas. Una medida absoluta de la superficie específica puede obtenerse con el método de adsorción de nitrógeno, basado en los trabajos de Brunauer, Emmett y Teller ^{1.45} En tanto que en los métodos de permeabilidad al aire sólo el paso continuo a través del estrato de cemento contribuye a la medición del área, en el método de adsorción de nitrógeno el área “interna” también es accesible a las moléculas de nitrógeno. Por esta razón, los valores de mediciones de la superficie específica son considerablemente mayores que los determinados por los métodos de permeabilidad al aire. Algunos valores típicos se indican en la tabla 1.5.

El área superficial de polvos más finos que el cemento portland, tales como humo de sílice y ceniza volante, no se puede determinar por el método de permeabilidad sino que requiere el empleo de métodos de adsorción de gas, tal como el método de adsorción de nitrógeno. Este último consume tiempo, y puede ser preferible utilizar porosimetría de intrusión de mercurio;^{1.69} sin embargo, esta técnica no ha sido aceptada.

Las especificaciones modernas ya no ponen valores mínimos de la superficie específica del cemento portland, estando esto controlado indirectamente por el requerimiento de resistencia temprana cuando es apropiado. Sin embargo, puede ser útil expresar que un cemento portland común tendría una superficie específica de alrededor de 350 ó 380 m²/kg; la superficie específica del cemento portland de endurecimiento rápido es comúnmente más alta.

Tabla 1.5. Superficie específica de cementos, medida con diferentes métodos

Cemento	Superficie específica m ² /kg, medida por:		
	Método de Wagner	Método de Lea y Nurse	Método de adsorción de nitrógeno
A	180	260	790
B	230	415	1,000

Estructura del cemento hidratado

Muchas de las propiedades mecánicas del cemento y del concreto endurecido parecen depender no tanto de la composición química del cemento hidratado, sino más bien de la estructura física de los productos de hidratación, vistos en el nivel de sus dimensiones coloidales. Por esta razón, es importante tener una imagen clara de las propiedades físicas del gel de cemento.

La pasta de cemento fresco es una retícula plástica de partículas de cemento en agua, pero, una vez que la pasta ha fraguado, su volumen aparente o bruto permanece aproximadamente constante. En cualquier etapa de hidratación, la pasta endurecida consta de hidratos no bien cristalizados, denominados colectivamente como gel, de cristales de Ca(OH)₂, algunos componentes menores, cemento no hidratado y residuos de los espacios rellenos de agua en la pasta fresca. Estos vacíos se denominan poros capilares pero, dentro del gel mismo, existen vacíos intersticiales llamados poros de gel. Por lo tanto, en una pasta deshidratada hay dos clases distintas de poros, que se representan en forma esquemática en la figura 1.8

Puesto que la mayoría de los productos de hidratación son coloidales [la relación por peso de los hidratos de silicato de calcio con el Ca(OH)₂ es de 7:2 en masa] ^{1.60} el área superficial de la fase sólida aumenta enormemente durante la hidratación, y gran cantidad de agua libre es absorbida en esta superficie. Si no se permite el movimiento de agua hacia la pasta de cemento o desde ella, las reacciones de hidratación consumen el agua, hasta que queda demasiado poca para saturar la superficie sólida, lo cual disminuye la humedad relativa dentro de la pasta; esto se conoce como *autodese-*

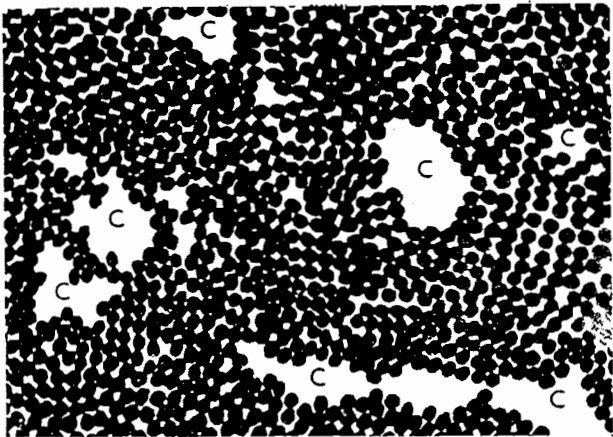
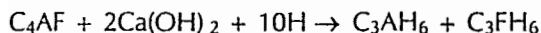


Figura. 1.8. Modelo simplificado de la estructura de la pasta. ^{1.22} Los puntos rellenos representan partículas de gel; los espacios intersticiales son poros de gel; los espacios marcados con C son cavidades capilares. Se ha exagerado el tamaño de los poros de gel.

cación. Puesto que el gel sólo se puede formar en espacios llenos de agua, la autodesecación causa una hidratación menor, comparada con la de una pasta curada en humedad. Sin embargo, una pasta de autodesecación con relaciones agua/cemento con un exceso de 0.5 sobre la cantidad de agua de mezclado, es suficiente para que la hidratación proce-da a la misma velocidad como si se realizara con hume-dad.

Volumen de los productos de hidratación

El espacio total disponible para los productos de hidrata-ción está compuesto por el volumen absoluto del cemento seco junto al volumen de agua que se añade a la mezcla. La pequeña pérdida de agua debido al sangrado y a la contrac-ción de la pasta en estado plástico se omitirá en esta etapa. Se ha demostrado que el agua combinada químicamente por el C_3S y C_2S corresponde aproximadamente al 24 y al 21 por ciento del peso total de los dos silicatos, respectivamen-te. Las cifras correspondientes para el C_3A y C_4AF son 40 y 37 por ciento, respectivamente. El último valor se calcula sobre la suposición de que la reacción final de hidratación de C_4AF es, en términos aproximados,



Como ya se ha mencionado, estas cifras no son exactas, puesto que nuestro conocimiento de la estequiometría de los productos de hidratación del cemento no es adecuado para precisar las cantidades de agua combinadas química-mente. Por lo tanto, es preferible considerar el agua no eva-porable determinada mediante un método dado (véase en este mismo capítulo: Agua retenida en la pasta de cemento hidratada). Se supone que esta agua, determinada en condi-ciones específicas,^{1,48} constituye 23 % del peso del cemento anhidro (aunque en el cemento tipo II puede tener un valor tan bajo como 18 por ciento).

El peso específico de los productos de hidratación del ce-mento es tal que ocupa mayor volumen que el volumen ab-soluto de cemento no hidratado; sin embargo, es inferior a la suma de los volúmenes de cemento seco y el agua no eva-porable es aproximadamente 0.254 del volumen del últi-mo. Un valor promedio de la densidad relativa de los productos de hidratación (que incluye poros en la estructura más densa posible) en un estado saturado es 2.16.

Como ejemplo, consideremos la hidratación de 100 gramos de cemento. Si tomamos la densidad del cemento seco igual a 3.15, el volumen absoluto del cemento no hidratado es $100/3.15 = 31.8$ ml. El agua no evaporable constituye, como hemos dicho, alrededor del 23% del peso del cemen-

to, a saber, 23 ml. Los productos sólidos de hidratación ocu-pan un volumen igual a la suma de los volúmenes del ce-mento anhidro y agua, menos 0.254 correspondiente al volumen de agua no evaporable, es decir:

$$31.8 + 0.23 \times 100(1 - 0.254) = 48.9 \text{ ml}$$

Puesto que la pasta tiene, en estas condiciones, una porosi-dad característica de alrededor de 28 por ciento, el volumen del gel de agua, w_g , está dado por:

$$\frac{w_g}{48.9 + w_g} = 0.28$$

donde

$$w_g = 19.0 \text{ ml},$$

y el volumen del cemento hidratado es $48.9 + 19.0 = 67.9$ ml.

En resumen, tenemos:

Masa del cemento seco	= 100.0 g
Volumen absoluto del cemento seco	= 31.8 ml
Masa del agua combinada	= 23.0 g
Volumen del agua de gel	= 19.0 ml
Agua total en la mezcla	= 42.0 ml
Relación agua/cemento, por masa	= 0.42
Relación agua/cemento, por volumen	= 1.32
Volumen del cemento hidratado	= 67.9 ml
Volumen original de cemento y agua	= 73.8 ml
Disminución en volumen debido a hidratación	= 5.9 ml
Volumen de los productos de hidratación de 1 ml de cemento seco	= 2.1 ml

Se ha supuesto que la hidratación ocurre dentro de un tubo de prueba sellado, sin movimiento de agua hacia el sistema o desde él. Los cambios volumétricos se representan en la fi-gura 1.9. La "disminución en volumen", igual a 5.9 ml, re-presenta el espacio capilar vacío distribuido en la pasta de cemento hidratada.

Los valores anteriores son aproximados, pero si la cantidad total de agua hubiera sido inferior a 42 ml, no habría sido su-ficiente para una hidratación total, puesto que el gel sólo se puede formar cuando hay suficiente agua tanto para la reac-ción química como para el relleno de los poros del gel que se está formando. Debido a que el agua del gel se encuentra retenida, no se puede mover dentro de los capilares y, por lo tanto, no está libre para la hidratación del cemento deshi-dratado.

Debido a esto, cuando la hidratación en una muestra sella-da ha avanzado al estado en que el agua combinada se ha convertido en aproximadamente una media parte del conte-

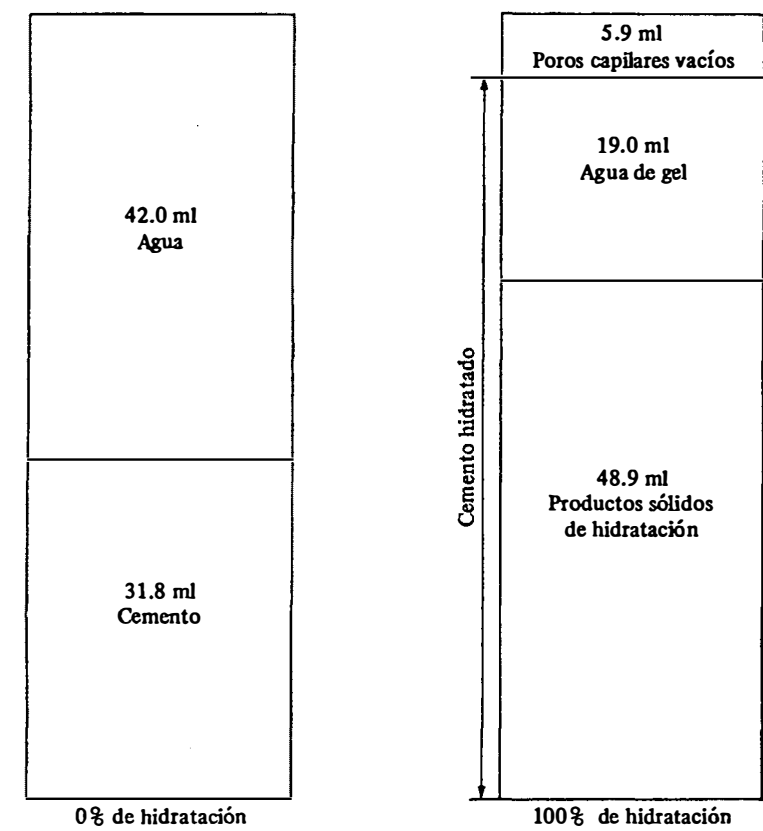


Figura 1.9. Representación esquemática de los cambios volumétricos debidos a la hidratación de una pasta con una relación agua/cemento igual a 0.42.

nido de agua original, no habrá hidratación posterior. De aquí también se deduce que una hidratación completa en una muestra sellada sólo es posible cuando el agua de mezclado es, por lo menos, el doble del agua requerida para la reacción química, es decir, que la mezcla tenga una relación agua/cemento por masa de alrededor de 0.5. En la práctica, en el ejemplo dado con anterioridad, la hidratación no hubiera avanzado hasta completarse, puesto que se habría detenido aun antes de que los capilares se hubieran vaciado. Se sabe que la hidratación se vuelve muy lenta cuando la presión del vapor de agua se reduce a menos de aproximadamente 0.8 de la presión de saturación.^{1,23}

Consideremos enseguida la hidratación de una pasta curada bajo la acción del agua, de modo que el agua pueda absorberse mientras que algunos capilares se vacían por la hidratación. Como se ha mostrado, 100 g de cemento (31.8 ml) ocuparán, al estar por completo hidratados, 67.9 ml.

De este modo, para que no quede cemento no hidratado ni poros capilares, la cantidad de agua original de la mezcla deberá ser de aproximadamente (67.9-31.8) = 36.1 ml. Esto corresponde a una relación agua/cemento con valores de 1.14 por volumen o de 0.36 por masa. En otros trabajos se han sugerido valores de alrededor de 1.2 y 0.38, respectivamente.^{1,22}

Si la relación real de agua/cemento de la mezcla, tomando en cuenta el sangrado, es inferior a 0.38 por peso, no es posible tener una hidratación completa, puesto que el volumen disponible es insuficiente para alojar todos los productos de hidratación. Recordemos que la hidratación sólo puede tener lugar en el agua dentro de los capilares. Por ejemplo, si tenemos una mezcla de 100 g de cemento (31.8 ml) y 30 g de agua, el agua será suficiente para hidratar x gramos de cemento, según los cálculos que siguen.

La contracción en volumen por hidratación es:

$$0.23 \times (0.254) = 0.0585 x$$

El volumen ocupado por productos sólidos de hidratación

$$\frac{x}{3.15} + 0.23 x - 0.0585 x = 0.489 x$$

La porosidad es:

$$\frac{w_g}{0.489x + w_g} = 0.28$$

y el agua total es $0.23 x + W_g = 30$.

De aquí, $x = 71.5$, $g = 22.7$ ml y $W_g = 13.5$ g

De este modo, el volumen del cemento hidratado es:

$$0.489 \times 71.5 + 13.5 = 48.5 \text{ ml}$$

El volumen del cemento no hidratado es:

$$31.8 - 22.7 = 9.1 \text{ ml}$$

Por lo tanto, el volumen de los capilares vacíos se determina como:

$$(31.8 + 30) - (48.5 + 9.1) = 4.2 \text{ ml}$$

Si se tiene agua del exterior, algún otro cemento puede hidratarse, siendo su cantidad tal que los productos de hidratación ocupen 4.2 ml más que el volumen del cemento seco. Hemos encontrado que 22.7 ml de hidratos del cemento ocupan 48.5 ml; es decir, los productos de hidratación de 1 ml de cemento ocupan $48.5/22.7 = 2.13$ ml. Por lo tanto, 4.2 ml podrían llenarse por la hidratación de y ml de cemento en forma tal que $(4.2 + y)/y = 2.13$; por lo tanto, $y = 3.7$ ml. De este modo, el volumen del cemento aún no hidratado es de $31.8 - (22.7 + 3.7) = 5.4$ ml, que tiene una masa de 17 g. En otras palabras, 19 por ciento de la masa original del cemento ha permanecido no hidratado y nunca podrá hidratarse, puesto que el gel ya ocupa todo el espacio disponible, es decir, que la relación gel/espacio (véase la página 274) de la pasta hidratada es 1.0.

Se puede agregar que el cemento no hidratado no es perjudicial a la resistencia y, de hecho, entre pastas de cemento que tienen todas una relación gel/espacio igual a 1.0, aquellas que tienen mayor proporción de cemento no hidratado (es decir, una relación menor agua/cemento) tienen mayor resistencia, posiblemente debido a que en ellas las capas de pasta hidratada que rodean los granos de cemento no hidratados son más delgadas.^{1,24}

Abrams obtuvo resistencias del orden de 280 MPa para mezclas con relación agua/cemento de 0.08 por masa. Sin embargo, está claro que con tales proporciones se necesita considerable presión para obtener una mezcla adecuadamente compactada. Más tarde, Lawrence^{1,52} efectuó compactaciones de polvo de cemento bajo presión muy alta hasta $6,855 \text{ kg/cm}^2$ (672 MPa) en una matriz de montaje, empleando las técnicas de la metalurgia de polvo. Por hidratación subsecuente durante 28 días, fue posible medir resistencias a la compresión hasta de $3,832 \text{ kg/cm}^2$ (375 MPa) y resistencias a la tensión superiores a 252 kg/cm^2 (25 MPa). La porosidad de tales mezclas y, por lo tanto, la relación "equivalente" agua/cemento, fue muy baja. Resistencias todavía más altas, hasta $6,679 \text{ kg/cm}^2$ ó 655 MPa, se obtuvieron usando muy alta presión y alta temperatura. Los productos de reacción en estos campos fueron, no obstante, diferentes de los que resultan con hidratación normal del cemento.^{1,89}

En contraste con estos compactos que tienen una relación de agua/cemento extremadamente baja, si la relación agua/cemento es superior a aproximadamente 0.38 por masa, todo el cemento puede ser hidratado, pero habrá también poros capilares. Algunos de los capilares contendrán exceso de agua de la mezcla y otros absorberán parte del agua del exterior. En la figura 1.10 se muestran los volúmenes relativos de cemento no hidratado, los productos de hidratación, y los capilares para mezclas con diferentes relaciones de agua/cemento.

Como ejemplo más específico, consideremos la hidratación de una pasta en un tubo sellado, con una relación agua/cemento de 0.475. La masa del cemento seco corresponde a 126 g, lo cual equivale a 40 ml; por lo tanto, el volumen del agua será $0.475 \times 126 = 60$ ml. Estas proporciones de mezcla se representan en el diagrama que se encuentra a la izquierda de la figura 1.11, pero en realidad el cemento y el agua están entremezclados; el agua forma un sistema capilar entre las partículas no hidratadas de cemento.

Consideremos a continuación la situación que se presenta cuando el cemento se ha hidratado completamente. El agua que no se evapora es: $0.23 \times 126 = 29.0$ ml, y el agua de gel es W_g , de modo que:

$$\frac{W_g}{40 + 29.0(1 - 0.254) + W_g} = 0.28$$

donde el volumen de agua de gel es 24.0 ml, y el volumen de cemento hidratado es 85.6 ml. Por lo tanto, hay $60 - (29.0 + 24.0) = 7.0$ ml de agua sobrante en forma de agua capilar en la pasta. Además, $100 - (85.6 + 7.0) = 7.4$ ml forman capilares vacíos. Si la pasta hubiera tenido acceso al agua durante su curado, estos capilares se habrían llenado con agua absorbida.

Esta es, por tanto, la situación en una hidratación del 100 por ciento cuando la relación gel/espacio es 0.856, como se ve en el diagrama de la derecha de la figura 1.11. Como un ejemplo más, el diagrama del centro muestra los volúmenes de diferentes componentes, cuando sólo se ha hidratado la mitad del cemento. La relación gel/espacio es, entonces:

$$\frac{\frac{1}{2}[40 + 29(1 - 0.254) + 24]}{100 - 20} = 0.535$$

Poros capilares

Por lo tanto, podemos ver que, en cualquier estado de hidratación los poros capilares representan la parte del volumen bruto que no ha sido llenado por los productos de hidratación. Puesto que estos productos ocupan más del doble del volumen de la fase sola original sólida (es decir, el cemen-

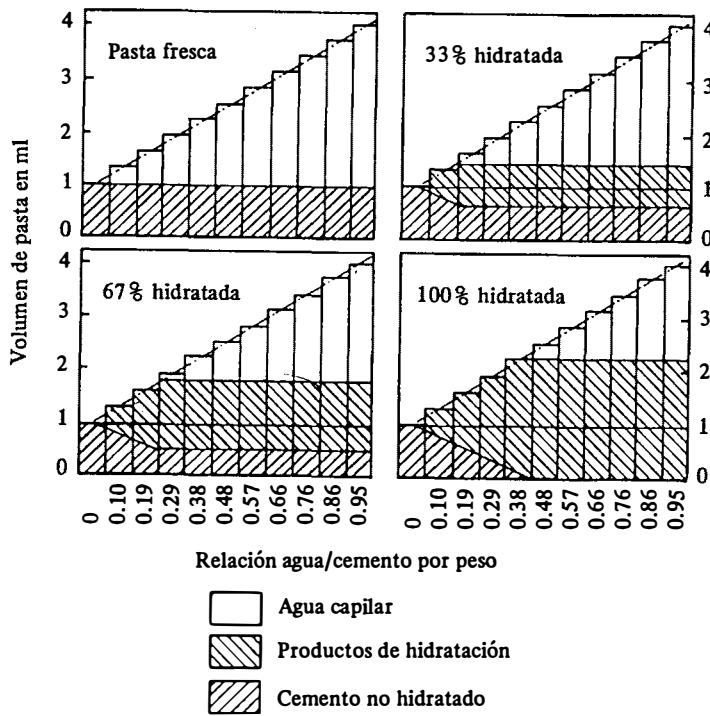


Figura 1.10. Composición de la pasta de cemento en diferentes estados de hidratación.^{1,10} Los porcentajes indicados se aplican sólo a las pastas con suficiente espacio lleno de agua para alojar los productos al grado de hidratación indicado.

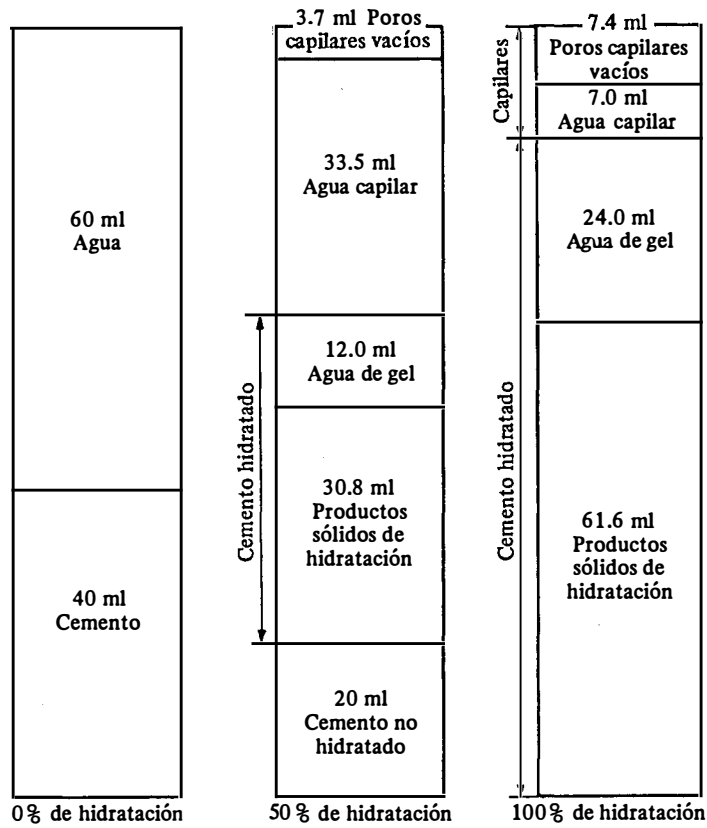


Figura 1.11. Representación esquemática de las proporciones volumétricas de la pasta de cemento a diferentes etapas de hidratación.

to), el volumen del sistema capilar se reduce a medida que avanza la hidratación.

Entonces, la porosidad capilar de la pasta depende tanto de la relación agua/cemento de la mezcla como del grado de hidratación. La rapidez de hidratación del cemento no tiene importancia *por sí misma*, pero el tipo de cemento influye en el grado de hidratación alcanzado a determinada edad. Como se mencionó anteriormente, una relación de agua/cemento superior a cerca de 0.38, el volumen de gel no es suficiente para llenar todos los espacios disponibles, por lo cual quedarán volúmenes de poros capilares incluso después de haberse completado el proceso de hidratación.

Los poros capilares no pueden verse directamente, pero su tamaño se ha calculado por medio de medidas de presión de vapor, y se suponen del orden de alrededor de $1.3 \mu\text{m}$. En efecto, el tamaño de los poros en la pasta de cemento hidratada varía ampliamente; los estudios de Glasser^{1.85} indican que las pastas de cemento maduras contienen pocos poros mayores de $1 \mu\text{m}$, siendo la mayor parte de los poros menores de $100 \mu\text{m}$. Su forma es variable, pero como está demostrado por la medición de permeabilidad, forman un sistema interconectado con distribución aleatoria a través de la pasta de cemento.^{1.25} Los poros capilares interconectados constituyen la causa principal de la permeabilidad de la pasta de cemento endurecida, así como de su vulnerabilidad.

Sin embargo, la hidratación aumenta el contenido sólido de la pasta y, en pastas maduras y densas, los capilares pueden ser bloqueados por el gel y segmentarse de modo de llegar a

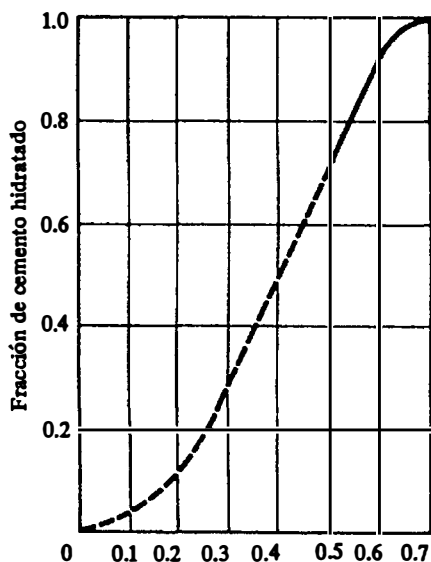


Figura 1.12. Interacción entre la relación agua/cemento y el grado de hidratación, hasta el cual los capilares dejan de ser continuos^{1.26}

transformarse en poros capilares interconectados solamente por los poros de gel. La ausencia de capilares continuos se debe a la adecuada combinación de la relación agua/cemento con un periodo suficientemente largo de curado por humedad; el grado de madurez requerido para diferentes relaciones agua/cemento, está indicado para cemento portland normal en la figura 1.12. El tiempo efectivo para alcanzar los requisitos de madurez depende de las características del cemento utilizado, pero pueden obtenerse valores aproximados a partir de los datos de la tabla 1.6. Para una relación aproximada agua/cemento de más de 0.7, ni siquiera una hidratación completa produciría suficiente gel para bloquear los capilares. Para cemento extremadamente fino, la relación máxima agua/cemento podría ser superior, posiblemente hasta de 1.0; por el contrario, para cementos gruesos, estaría abajo de 0.7. Es tal la importancia de eliminar las capilaridades continuas, que esto puede considerarse una condición necesaria para que un concreto se pueda clasificar como "bueno".

Poros del gel

Consideremos aquí el gel en sí mismo. Del hecho de que pueda tener grandes cantidades de agua evaporable, podemos concluir que el gel es poroso, pero sus poros son realmente espacios intersticiales interconectados entre las partículas de gel, las cuales tienen forma de aguja de placa, y de hoja. Los poros de gel son mucho más pequeños que los poros capilares: tienen menos de 2 o $3 \mu\text{m}$ de diámetro nominal. Esto es sólo un orden de magnitud mayor que el tamaño de las moléculas de agua. Por esta razón, la presión del vapor y la movilidad del agua absorbida son diferentes a las propiedades correspondientes del agua libre. La cantidad de agua reversible indica directamente la porosidad del gel.^{1.24}

Los poros de gel ocupan alrededor de 28 % del volumen total del gel, considerando como sólido el material que se ha dejado secar en la forma acostumbrada.^{1.48} El valor real es característico para un cemento dado pero, en gran parte, es independiente de la relación agua/cemento de la mezcla y del avance de la hidratación. Esto indicaría que se forma gel de propiedades similares en todas las etapas y que una hidratación continua no afecta los productos ya existentes. De este modo, al aumentar el volumen total de gel con el avance de la hidratación, el volumen total de los poros del gel también aumenta. Por otra parte, como ya se ha mencionado, el volumen de los poros capilares disminuye al avanzar la hidratación.

Una porosidad de 28 por ciento significa que los poros del gel ocupan un espacio igual a cerca de un tercio del volu-

men de sólidos del gel. La relación de la superficie de la parte sólida de gel con el volumen de los sólidos es igual a la de las esferas de alrededor de 9 nm de diámetro. Esto no debe interpretarse como que el gel está compuesto de elementos esféricos; las partículas son sólidas, de formas variadas, y los aglomerados de tales partículas forman una red reticulada que contiene materiales intersticiales más o menos amorfos.^{1,27}

Tabla 1.6 Tiempo aproximado requerido para producir la madurez a la cual se segmentan los capilares^{1,26}

Relación agua/cemento por peso	Tiempo requerido
0.40	3 días
0.45	7 días
0.50	14 días
0.60	6 meses
0.70	1 año
más de 0.70	imposible

La porosidad del gel también puede expresarse a partir del hecho de que el volumen de los poros equivale aproximadamente a tres veces el volumen del agua que forma una capa de una molécula de espesor sobre la superficie sólida total en el gel.

A partir de medidas de absorción de agua, se ha estimado la superficie específica del gel en el orden de $5.5 \times 10^8 \text{ m}^2 \times \text{m}^3$, o aproximadamente $200,000 \text{ m}^2/\text{kg}$.^{1,27} Las mediciones con dispersión de rayos X de ángulo reducido, proporcionaron valores del orden de $600,000 \text{ m}^2/\text{kg}$, indicando con esto la existencia de una gran superficie interna dentro de las partículas.^{1,63} Por contraste, el cemento no hidratado tiene una superficie específica de 200 a $500 \text{ m}^2/\text{kg}$. En el otro extremo, el humo de sílice tiene una superficie específica de $22,000 \text{ m}^2/\text{kg}$.

En relación con la estructura de los poros, reviste importancia notar que el cemento curado con vapor a alta presión tiene una superficie específica de sólo unos $7,000 \text{ m}^2/\text{kg}$. Esto indica un tamaño de partículas completamente diferente de los productos de hidratación a alta presión y alta temperatura y, de hecho, tal tratamiento da por resultado un material casi enteramente microcristalino en vez de gel.

La superficie específica del cemento curado depende normalmente de la temperatura de curado y de la composición química del cemento. Se ha sugerido^{1,27} que la relación de la superficie específica respecto de la masa del agua no evaporable (la cual, a su vez, es proporcional a la porosidad de la pasta del cemento hidratado) es proporcional a:

$$0.230(\text{C}_3\text{S}) + 0.320(\text{C}_2\text{S}) + 0.317(\text{C}_3\text{A}) + 0.368(\text{C}_4\text{AF}),$$

donde los símbolos entre paréntesis representan los porcentajes de los compuestos presentes en el cemento. Parece haber pequeñas variaciones entre los coeficientes numéricos de los tres últimos compuestos, y esto indica que la superficie específica de la pasta de cemento hidratado varía poco con el cambio en la composición del cemento. El coeficiente relativamente bajo de C_3S se debe al hecho de que produce gran cantidad de microcristalinos de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, los cuales tienen una superficie específica mucho menor que la del gel.

La proporcionalidad entre la masa del agua que forma una capa monomolecular sobre la superficie del gel y la masa del agua no evaporable en la pasta (para un cemento dado) significa que se forma un gel de aproximadamente igual superficie específica durante el proceso de hidratación. En otras palabras, se forman partículas de un mismo tamaño todo el tiempo, y las partículas de gel ya existentes no aumentan sus dimensiones. Esto, sin embargo, no sucede en el caso de un cemento con alto contenido de C_2S .^{1,28}

Resistencia mecánica del gel de cemento

Hay dos teorías clásicas sobre el endurecimiento o el desarrollo de resistencia del cemento. La que propuso H. Le Chatelier en 1882 afirma que los productos de hidratación del cemento tienen una solubilidad menor que los compuestos originales, de tal forma que los hidratos se precipitan desde una solución sobresaturada. El precipitado se encuentra en forma de cristales alargados y entrelazados que poseen propiedades altamente cohesivas y adhesivas.

La teoría coloidal propuesta por W. Michaëlis en 1893 establece que los aluminatos cristalinos, los sulfoaluminatos y los hidróxidos de calcio dan la resistencia inicial del material. El agua saturada de cal ataca posteriormente a los silicatos, lo que origina un silicato de calcio hidratado, bastante insoluble, y forma una masa gelatinosa. Esta masa se endurece gradualmente, debido a la pérdida de agua, ya sea por secado externo o por hidratación de los núcleos no hidratados de los granos del cemento; de esta manera se obtiene cohesión.

A la luz de los conocimientos modernos, parece que ambas teorías contienen elementos verdaderos y no son incompatibles. En particular, los químicos especializados en la materia han encontrado que muchos, si no es que la mayoría de los coloides, se componen de partículas cristalinas que, aunque son extremadamente pequeñas, poseen grandes áreas superficiales, las cuales dan lo que parecen ser propiedades diferentes a las de los sólidos normales. De esta ma-

nera, el comportamiento coloidal es esencialmente una función del tamaño del área superficial, más bien que de la no regularidad de la estructura interna de las partículas involucradas.^{1,42}

En el caso del cemento portland, se comprobó que al mezclarlo con gran cantidad de agua, produce una solución sobresaturada en Ca(OH)_2 dentro de las primeras horas, con una concentración de hidrato de silicato de calcio en forma metaestable.^{1,2} Este hidrato se precipita rápidamente, de acuerdo con la teoría de Le Chatelier; el endurecimiento consiguiente puede deberse al retiro del agua del material hidratado, como postula Michaëlis. Después del período latente, continúa la precipitación de hidrato de silicato de calcio Ca(OH)_2 .

Un trabajo experimental posterior ha mostrado que los hidratos de silicato de calcio son de hecho cristales engranados extremadamente pequeños (medidos en nanómetros)^{1,20}, los cuales, debido a su tamaño, podrían describirse también como gel. Si se mezcla cemento con una pequeña cantidad de agua, el grado de cristalización es probablemente más pobre y se obtienen cristales mal formados. De este modo, la controversia Le Chatelier-Michaëlis se reduce simplemente a un asunto de terminología, puesto que se trata del gel compuesto por cristales. Además, la solubilidad de la sílice aumenta muy considerablemente con un pH arriba de 10, así que es posible para el mecanismo de Michaëlis operar inicialmente y para el caso de Le Chatlier hacerlo más tarde. Baron y Santeray^{1,94} ofrecen un estudio más detallado de los dos mecanismos.

Por conveniencia, aunque no sea correcto extendemos el término “gel de cemento”, para incluir el hidróxido de calcio cristalino. Por lo tanto, se supone que gel significa la masa cohesiva de cemento hidratado en su pasta más densa, es decir, incluidos los poros de gel, siendo la porosidad característica de alrededor de 28 por ciento.

No se ha comprendido completamente cuál es la fuente real de resistencia del gel, pero probablemente se debe a dos tipos de enlaces cohesivos.^{1,27} El primero es la atracción física entre las superficies sólidas, separadas sólo por los pequeños poros de gel (de menos de 3 nm); a esta atracción se la designa generalmente como fuerza de Van der Waals.

El segundo tipo de fuente de cohesión es el enlace químico. Puesto que el gel de cemento es del tipo de expansión limitada (es decir, que las partículas no pueden dispersarse por adición de agua), parece ser que las partículas de gel están reticuladas por fuerzas químicas. Éstas son mucho más fuertes que las fuerzas de Van der Waals, pero los enlaces químicos cubren sólo una pequeña fracción del límite de la partícula de gel. Por otra parte, un área superficial de tanta

magnitud como la del gel de cemento no es una condición necesaria para que se desarrolle una alta resistencia, tal como la de pastas de cemento curadas con vapor a alta presión, que tienen una reducida área superficial y excelentes propiedades hidráulicas.^{1,14}

Por lo tanto, no podemos estimar la importancia relativa de los enlaces físicos y químicos, pero no hay duda de que ambos contribuyen a la adquisición de la considerable resistencia de la pasta de cemento endurecida. Se ha admitido que la comprensión de la naturaleza cohesiva de la pasta de cemento hidratada y su adhesión al agregado es todavía imperfecta. Según lo expresan Nonat y Mutin,^{1,92} la microestructura no se ha relacionado de una manera general con las propiedades mecánicas.

Agua retenida en la pasta de cemento hidratado

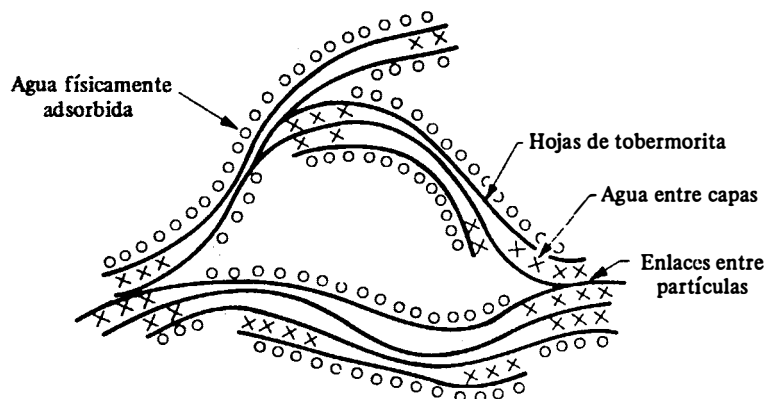
En repetidas ocasiones se ha mencionado la presencia de agua en el cemento hidratado. La pasta de cemento es verdaderamente higroscópica, debido al carácter hidrófilo del cemento, unido a la presencia de poros ultramicroscópicos. El contenido real de agua de la pasta depende de la humedad del ambiente. En particular, los poros capilares, debido a su tamaño comparativamente grande, se vacían cuando la humedad desciende abajo de 45 por ciento,^{1,25} pero el agua es adsorbida en los poros de gel incluso a humedad ambiente muy baja.

Por lo tanto, podemos ver que el agua en el cemento hidratado queda retenida con distintos grados de firmeza. En un extremo hay agua libre; en el otro, agua químicamente combinada formando una parte definida de compuesto hidratado. Entre estas dos categorías hay agua de gel retenida en una variedad de otras formas.

El agua retenida mediante las fuerzas superficiales de las partículas de gel se llama agua adsorbida, y la parte que se mantiene entre la superficie de ciertos planos en un cristal se denomina agua zeolítica o de entre capas. El agua de celosía es la parte del agua de cristalización que no está asociada químicamente con los principales constituyentes del enrejado. Puede ser de interés la representación esquemática de la figura 1.13.

El agua libre está sujeta en los capilares y queda más allá de la clasificación de las fuerzas superficiales de las fases sólidas.

No existe ninguna técnica para determinar cómo se distribuye el agua entre estos diferentes estados, tampoco es fácil predecir esas divisiones a partir de consideraciones teóricas, puesto que la energía de enlace del agua combinada en

Figura 1.13. Estructura probable de los silicatos hidratados^{1.53}

el hidrato es del mismo orden de magnitud que la energía de enlace del agua adsorbida. Sin embargo, investigaciones efectuadas con resonancia magnética nuclear han sugerido que el agua de gel tiene la misma energía de enlace que el agua entre capas de algunas arcillas expansivas; por lo tanto, el agua de gel puede estar perfectamente en forma de entre capas.^{1.54}

Una clasificación adecuada del agua en el cemento hidratado para efectos de investigación, aunque un tanto arbitraria, distingue dos categorías: agua evaporable y no evaporable. Esto se logra por medio del secado de la pasta de cemento hasta obtener un equilibrio (es decir, una masa constante) a una presión de vapor determinada. El valor común es de 1 Pa a 23 °C, obtenidos sobre $\text{Mg}(\text{ClO}_4)_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$. También se ha utilizado un método de secado al vacío, a -79 °C, en un espacio conectado por una trampa de humedad; esto corresponde a una presión de vapor de 0.07 Pa.^{1.48} Asimismo, se puede medir el agua evaporable, determinando la pérdida por secado a temperaturas mayores, generalmente 105 °C, por congelación o por remoción con solventes.

Todos estos métodos clasifican esencialmente el agua según el criterio de si es posible o no removerla a cierta presión reducida de vapor. Esta clasificación es forzosamente arbitraria, puesto que la relación entre la presión de vapor y el contenido de agua en un cemento es continua; en contraste con los hidratos cristalinos, no se producen interrupciones en esta relación. Sin embargo, en términos generales, el agua no evaporable contiene casi toda el agua químicamente combinada y, además, una parte de agua que no se encuentra ligada por enlaces químicos. Esta agua tiene una presión de vapor inferior a la del ambiente y, de hecho, la cantidad de tal agua constituye una función continua de la presión de vapor ambiente.

La cantidad de agua no evaporable aumenta al avanzar la hidratación, pero, en una pasta saturada, el agua no evapora-

ble nunca puede ser superior a la mitad del agua total presente. En cementos bien hidratados, el agua no evaporable corresponde a alrededor de 18 por ciento por masa del material anhidro; esta proporción aumenta hasta 23 por ciento en cementos totalmente hidratados.^{1.1} De la proporcionalidad entre la cantidad de agua no evaporable y el volumen sólido de la pasta de cemento, se deduce que el primer volumen puede utilizarse como una medida de la cantidad de gel de cemento presente, es decir, del grado de hidratación.

La energía de enlace se determina por la forma en que se mantiene el agua en una pasta de cemento. Por ejemplo, se necesitan 1,670 J (400 calorías) para establecer un enlace en un gramo de agua no evaporable, mientras que la energía del agua de cristalización del $\text{Ca}(\text{OH})_2$ es de 3,560 J/g (850 cal/g). De igual forma, la densidad del agua varía; es aproximadamente 1.2 para el agua no evaporable, 1.1 para el agua del gel y 1.0 para el agua libre^{1.24}. Se propuso que el aumento en la densidad del agua adsorbida a bajas concentraciones superficiales no es el resultado de la compresión, sino que lo causa la orientación u ordenación de las moléculas en la fase de adsorción, debido a la acción de fuerzas superficiales,^{1.12} lo que da por resultado una llamada presión de separación. La presión de separación es la presión esperada para mantener la película de moléculas adsorbidas contra acción externa. Mediante la medición de la adsorción de microondas por la pasta de cemento endurecido se confirma la hipótesis de que las propiedades del agua adsorbida son diferentes de las del agua libre.^{1.64}

Calor de hidratación del cemento

De acuerdo con muchas reacciones químicas, la hidratación de compuestos del cemento es exotérmica, y pueden liberarse hasta 500 J/s (120 cal/g). Puesto que la conductividad del concreto es relativamente baja, actúa como aislante y, en el interior de una masa grande de concreto, la hidrata-

Tabla 1.7. Calor de hidratación desarrollado después de 72 horas a diferentes temperaturas ^{1,30}

Tipo de cemento	Calor de hidratación desarrollado a							
	4 °C		24 °C		32 °C		41 °C	
	cal/g	j/g	cal/g	j/g	cal/g	j/g	cal/g	j/g
I	36.9	154	68.0	285	73.9	309	80.0	335
III	52.9	221	83.2	348	85.3	357	93.2	390
IV	25.7	108	46.6	195	45.8	192	51.2	214

ción puede producir un fuerte aumento en la temperatura. Al mismo tiempo la masa exterior del concreto pierde algo de calor, de modo que se produce un fuerte gradiente de temperatura, y durante el subsecuente enfriamiento del interior, pueden tener lugar graves agrietamientos. Sin embargo, este comportamiento se modifica por la fluencia del concreto o por aislamiento de las superficies de la masa de concreto.

En el otro extremo, el calor producido por la hidratación del cemento puede impedir la congelación del agua en los capilares del concreto colocado en tiempo de frío y es conveniente, por lo tanto, que haya una fuerte dispersión de calor. Sin duda, se aconseja conocer las propiedades productoras de calor de diferentes cementos para poder elegir el más adecuado para un propósito dado. Se puede agregar que el calentamiento o el enfriamiento artificiales también pueden influir en la temperatura del concreto joven.

El calor de hidratación es la cantidad de calor en joules por gramo del cemento no hidratado, dispersado por una hidratación completa a una temperatura dada. El método más común para medir el calor de hidratación consiste en determinar el calor de solución de cementos no hidratados e hidratados en una mezcla de ácidos nítrico y fluorhídrico; la diferencia entre estos dos valores representa el calor de hidratación. Este método se describe en la BS 4550: Sección 3.8: 1978: es muy semejante al procedimiento estipulado por la norma ASTM C 186-94. Aunque no hay dificultades especiales en esta prueba, debe tenerse cuidado en evitar la carbonatación del cemento no hidratado, puesto que la absorción de uno por ciento de CO₂ origina un descenso aparente en el calor de hidratación de 24.3 J/g (5.8 cal/g), de un total entre 250 y 400 J/g (60 y 100 cal/g).^{1,2,9}

La temperatura a la cual se produce la hidratación afecta mucho la rapidez de desarrollo del calor, como se puede ver por los datos de la tabla 1.7, los cuales representan el calor desarrollado después de 72 horas a diferentes temperaturas.^{1,30} Hay poco efecto de la temperatura sobre el valor de largo plazo del calor de hidratación.^{1,82}

En un sentido estricto, el calor de hidratación, como medida, se compone de los calores químicos de las reacciones

de hidratación y del calor de adsorción del agua sobre la superficie del gel que se ha formado por el proceso de hidratación. Este último calor causa aproximadamente 1/4 del calor total de hidratación; por lo tanto, el calor de hidratación es realmente una cantidad compuesta.^{1,24}

Para efectos prácticos no es necesario el calor total de hidratación, sino la velocidad de desarrollo del calor. La misma cantidad total de calor producida en un período mayor puede disiparse en mayor grado, con un consecuente menor aumento de la temperatura. La velocidad de desarrollo del calor puede medirse fácilmente en un calorímetro adiabático. En la figura 1.14 se representan curvas típicas tiempo temperatura, obtenidas en condiciones adiabáticas. (La relación 1:2:4 representa la proporción por masa de cemento: agregado fino: agregado grueso).

Para las variedades usuales de cemento portland, Bogue^{1,2} observó que alrededor de una mitad del calor total se libera entre uno y tres días; cerca de ¾, en siete días; y de 83 a 91

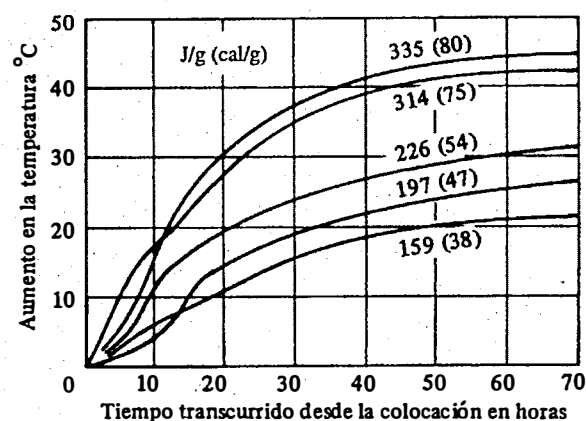


Figura 1.14. Aumento de temperatura en un concreto 1:2:4 (relación agua/cemento de 0.60) elaborado con diferentes cementos y curado en forma adiabática.^{1,31} Se representa el calor total de hidratación de cada cemento a los tres días. (Derechos de autor reservados a la Corona Británica.)

por ciento del calor total, en seis meses. El valor real del calor de hidratación depende de la composición química del cemento y es muy aproximadamente una suma de los calores de hidratación de los compuestos individuales cuando se hidratan separadamente. De aquí se puede inferir que, dada la mezcla de componentes de un cemento, el calor de hidratación puede calcularse con un grado de exactitud bastante acertado. En la tabla 1.8 se proporcionan algunos valores típicos del calor de hidratación de los compuestos puros.

Tabla 1.8. Calor de hidratación de compuestos puros ^{1,32}		
Compuestos	Calor de hidratación	
	cal/g	J/g
C ₃ S	120	502
C ₂ S	62	260
C ₃ A	207	867
C ₄ AF	100	419

Se puede observar que no existe una relación entre los calores de hidratación y las propiedades cementantes de los compuestos individuales. Woods, Steinour y Starke^{1,33} probaron varios cementos comerciales y, haciendo uso del método de los cuadrados mínimos, calcularon la contribución de los compuestos individuales al calor total de hidratación del cemento. Ellos obtubieron ecuaciones del tipo que sigue: el calor de hidratación de 1 g de cemento es

$136(C_3S) + 62(C_2S) + 200(C_3A) + 30(C_4AF)$

donde los términos entre paréntesis indican el porcentaje por masa de los compuestos individuales presentes en el cemento. Un trabajo posterior^{1,83} confirmó ampliamente la

contribución de los valores compuestos al calor de hidratación del cemento excepto en el caso de C₂S, cuya contribución se encontró como de la mitad de lo que se da arriba.

Puesto que durante las primeras etapas de la hidratación los diferentes compuestos se hidratan a distintas velocidades, la velocidad de desarrollo del calor, al igual que el calor total, dependen de la composición de los compuestos del cemento. De aquí se deduce que, reduciendo las proporciones de los compuestos que se hidratan con más rapidez (C₃A y C₃S), se puede disminuir la alta velocidad de liberación del calor en la edad temprana del concreto.

La finura del cemento también influye en la velocidad de desarrollo del calor liberado. Es razonable suponer que la rapidez temprana de hidratación de cada compuesto del cemento es proporcional al área superficial del cemento. Sin embargo, en las últimas etapas, el efecto del área superficial es despreciable y la cantidad total de calor liberado no es afectada por la finura del cemento.

La influencia de C₃A y C₃S puede observarse con las figuras 1. 15 y 1.16. Como ya se ha mencionado, en muchas aplicaciones del concreto se recomienda tener un desarrollo de calor controlado, para lo cual se han elaborado cementos adecuados. Uno de estos cementos es el cemento portland de bajo calor, que se examinará con mayor detalle en el capítulo 2. La velocidad de desarrollo de calor de éste y otros cementos se muestra en la figura 1.17.

La cantidad de cemento en la mezcla también afecta el calor total desarrollado; de este modo, la riqueza de la mezcla puede variar para ayudar a controlar el calor desarrollado.

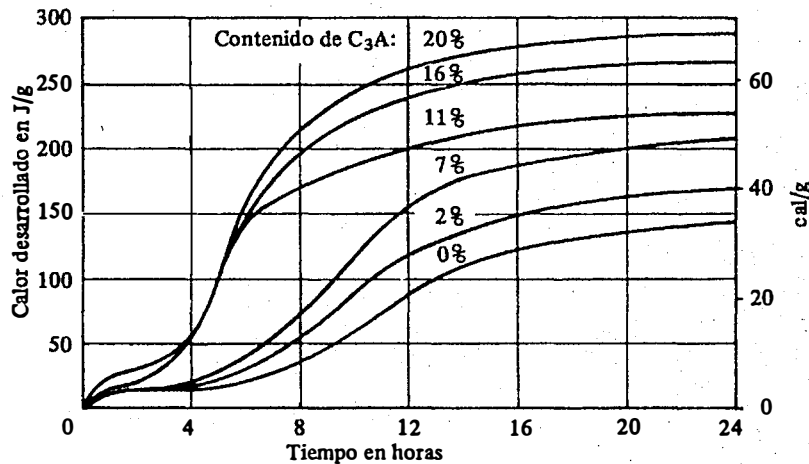
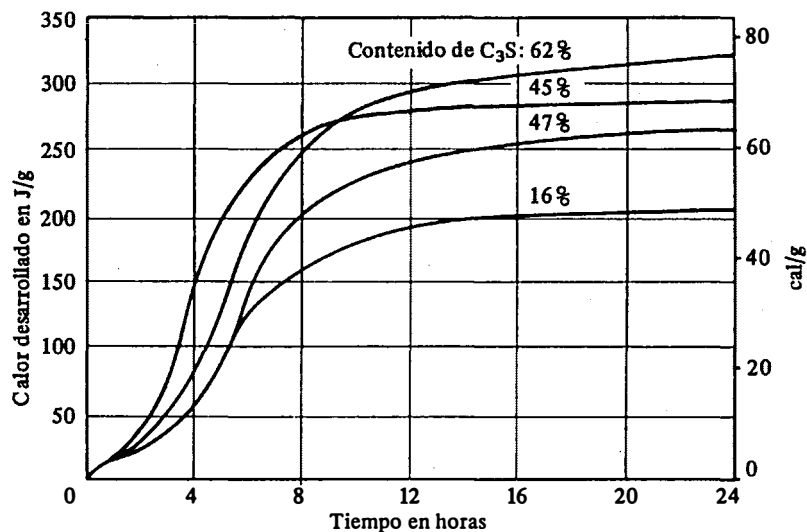


Figura 1.15. Influencia del contenido de C₃A en el desarrollo de calor^{1,32} (El contenido del C₃S es aproximadamente constante.)

Figura 1.16. Influencia del contenido de C_3S en el desarrollo de calor.^{1,32} (El contenido de C_3A es aproximadamente constante.)



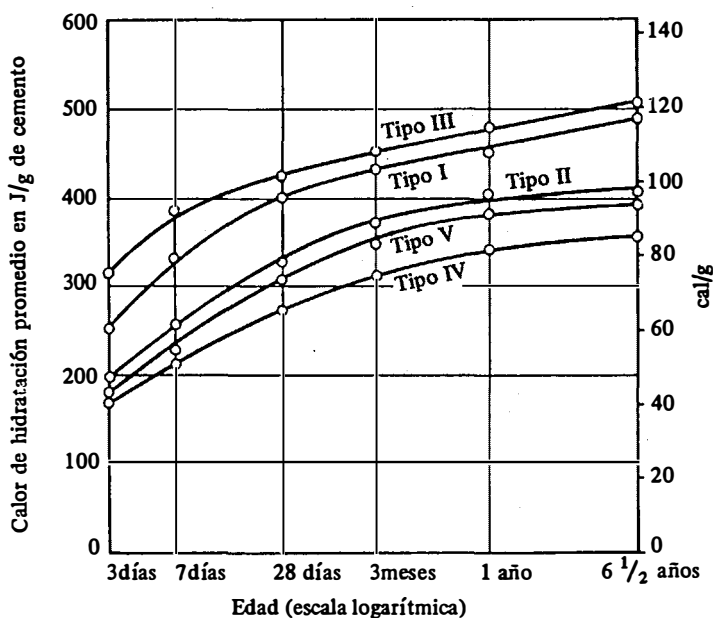
Influencia de la composición de compuestos en las propiedades del cemento

En la sección precedente se vio que el calor de hidratación del cemento es una función simplemente aditiva de la composición de compuestos del cemento. Por lo tanto, parecería que los distintos hidratos mantienen su identidad en el gel de cemento, el cual puede considerarse como una mezcla física y muy fina o formada por copolímeros de los hidratos. Es posible obtener una corroboración de lo expuesto anteriormente por medio de la medición de la superficie específica de hidratos del cemento que contienen diferentes

cantidades de C_3S y C_2S ; el resultado concuerda con las áreas superficiales específicas de C_3S y C_2S puros e hidratados. De igual manera, el agua de hidratación acepta la adición de los compuestos individuales.

Sin embargo, este argumento no se aplica a todas las propiedades de la pasta de cemento endurecida, especialmente a la de contracción, fluencia y resistencia; no obstante, la composición de compuestos muestra algunas propiedades esperadas. En particular, la composición controla la rapidez de evolución del calor de hidratación y la resistencia del cemento a los ataques de sulfatos, de modo que algunas especificaciones prescriben los valores límite de óxidos o de la composición de compuestos para diferentes tipos de ce-

Figura 1.17 Desarrollo del calor de hidratación de diferentes cementos curados a 21 °C (relación agua/cemento de 0.40).^{1,34}



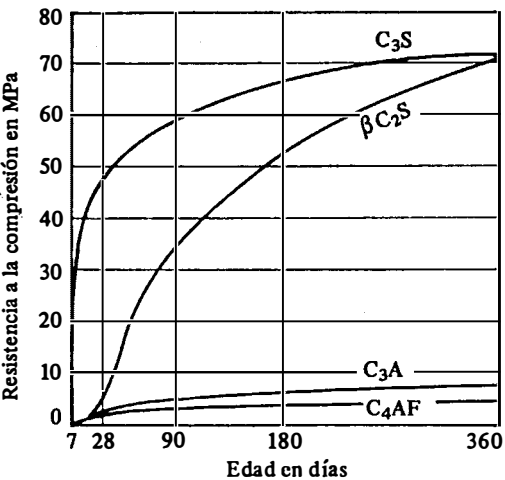


Figura 1.18 Desarrollo de la resistencia de compuestos puros de acuerdo con Boogoe.^{1,2}

mento. Las limitaciones de la norma ASTM C 150-94 son menos restrictivas de lo que habían sido anteriormente (véase la tabla 1.9).

Ya se han mencionado las diferencias entre la rapidez temprana de hidratación del C₃S y el C₂S, los dos silicatos principales responsables de la resistencia de la pasta de cemento. En una regla adecuada y aproximada, se supone que el C₃S contribuye más al desarrollo de la resistencia durante las primeras cuatro semanas, y el C₂S influye en el aumento de la resistencia de la cuarta semana en adelante.^{1.35} A la edad de alrededor de un año, los dos compuestos, masa por masa, contribuyen aproximadamente en la misma medida a la resistencia última.^{1.36} Se ha encontrado que el C₃S y el C₂S puros tienen una resistencia del orden de 700 kg/cm² (70

MPa) a la edad de 18 meses, pero que a la edad de 7 días el C₂S no posee ninguna resistencia, mientras que la resistencia del C₃S es aproximadamente de 420 kg/cm² (40 MPa). El desarrollo de la resistencia de componentes puros se muestra en la figura 1.18.

Tabla 1.9 Especificaciones ASTM C 150-94. Límites de la composición del compuesto para cemento					
Compuestos	Tipo de cemento				
	I	II	III	IV	V
C ₃ S máximo				35	
C ₂ S mínimo				40	
C ₃ A máximo		8	15	7	5
C ₄ AF + 2(C ₃ A) máximo					25

Sin embargo, estos valores relativos del desarrollo con la resistencia de los compuestos individuales en el cemento portland han sido desafiados.^{1.87} Las pruebas, que utilizan partículas con la misma distribución de tamaños y una relación fija de agua/sólido de 0.45, han demostrado que, al menos hasta la edad de 1 año, C₂S exhibe una resistencia inferior que C₃S. No obstante, ambos silicatos son mucho más fuertes que C₃A y C₄AF, aunque el último compuesto exhibe una resistencia importante mientras que C₃A tiene una resistencia despreciable^{1.87} (véase la figura 1.19).

Como se mencionó anteriormente en este capítulo, los hidratos de silicato de calcio, aparecen en los cementos comerciales en forma "impura". Estas impurezas pueden afectar gravemente la rapidez de reacción y el desarrollo de resistencia de los hidratos. Por ejemplo, la adición de uno por ciento de Al₂O₃ al C₃S puro aumenta la resistencia temprana de la pasta, tal como se muestra en la figura 1.20. De

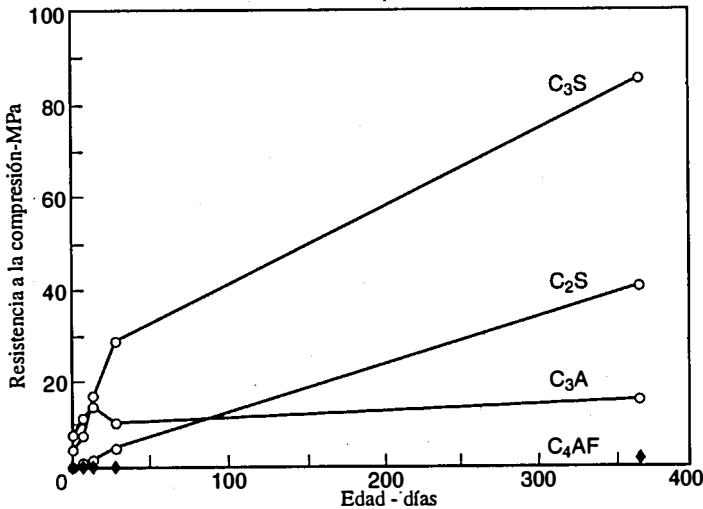


Figura 1.19 Desarrollo de la resistencia de compuestos puros de acuerdo con Beaudoin y Ramachandran (reimpreso de ref. 1.87 por amable permiso de Elsevier Science Ltd, Kidlington, Reino Unido.)

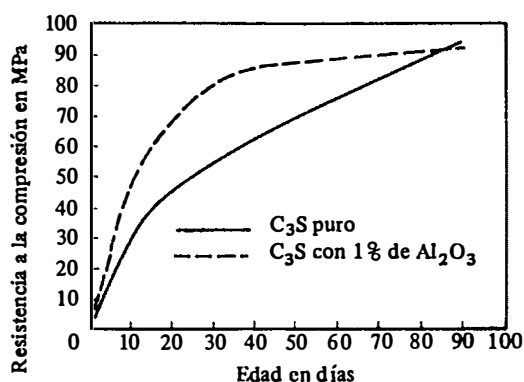


Figura 1.20 Desarrollo de la resistencia de C₃S puro y C₃S con 1 % de Al₂O₃^{1.55}

acuerdo con Verbeck,^{1.55} este aumento en la resistencia probable resulta de una activación de las celosías de cristales de silicato debido a la introducción en las estructuras cristalinas de óxido de alúmina (u óxido de magnesio), dando como resultado la activación de las distorsiones estructurales.

La rapidez de hidratación de C₂S es también acelerada por la presencia de otros compuestos pero, dentro del alcance usual del contenido de C₂S en cementos modernos (hasta 30 por ciento) el efecto no es grande.

La influencia de los otros compuestos principales en el desarrollo de la resistencia del cemento se ha establecido en forma menos clara. El C₃A contribuye a la resistencia de la pasta de cemento del primer al tercer día, y posiblemente durante más tiempo, pero causa una retrogradación a edad avanzada, particularmente en cementos que poseen alto contenido de C₃A o (C₃A + C₄AF). El papel de C₃A es todavía de controversia, pero no es importante con respecto a la resistencia en la práctica.

También está en debate la importancia del C₄AF en el desarrollo de la resistencia del cemento, pero seguramente no tiene una contribución positiva apreciable. Es muy posible que el CaO.Fe₂O₃ coloidal hidratado se deposite sobre los granos de cemento, de tal modo que dilate el proceso de hidratación de los otros compuestos.^{1.7}

A partir del conocimiento actual de la contribución a la resistencia de los compuestos individuales, podría pensarse que es posible predecir la resistencia del cemento con base en su composición de compuestos. Esto podría presentarse en una expresión del tipo:

$$\text{resistencia} = a (\text{C}_3\text{S}) + b (\text{C}_2\text{S}) + c (\text{C}_3\text{A}) + d (\text{C}_4\text{AF}),$$

donde los símbolos entre paréntesis representan el porcentaje por masa de los compuestos, y a , b , c , d son los parámetros constantes que representan la contribución de uno por ciento del compuesto correspondiente a la resistencia de la pasta de cemento.

El uso de tal expresión podría hacer más fácil predecir la resistencia del cemento en el momento de fabricación, y reduciría la necesidad de pruebas comunes. Tal relación, existiría si verdaderamente pruebas de laboratorio que usen cementos preparados a partir de los cuatro principales compuestos puros. En la práctica, sin embargo, la contribución de diferentes compuestos no es simplemente aditiva y se ha encontrado que depende de la edad y de las condiciones de curado.

Todo lo que se puede decir es que, en términos generales, un aumento en el contenido de C₃S incrementa la resistencia hasta los 28 días.^{1.56} La figura 1.21 muestra la resistencia a los siete días de un mortero normal hecho con cementos de diferentes composiciones y obtenidos de diferentes fábricas.^{1.37} El contenido de C₂S influye de manera positiva en la resistencia sólo a los cinco y diez años, y el C₃A tiene una influencia positiva a los siete o 28 días, pero posteriormente se vuelve negativa.^{1.56, 1.57} La influencia de los álcalis se considera en la página 46. La predicción de los efectos que tienen en la resistencia los componentes distintos a los silicatos es poco confiable. De acuerdo con Lea,^{1.38} estas discrepancias pueden deberse a la presencia de vidrio en el clinker; esto se verá en forma más completa en la sección siguiente.

Un repaso hecho por Odler^{1.79} ha determinado, además, que una ecuación generalmente aplicable de predicción de resistencia para cementos comerciales no es posible por varias razones. Éstas son: la acción recíproca entre algunos compuestos; la influencia de los álcalis y del yeso, y la in-

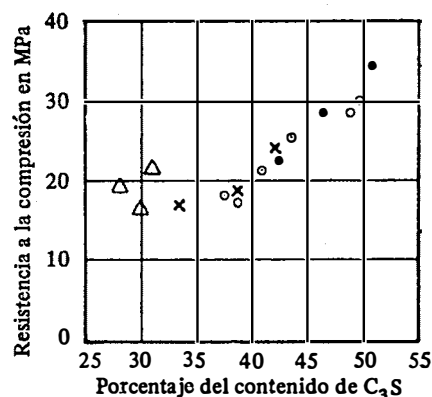


Figura 1.21. Relación entre la resistencia de una pasta de cemento de siete días y el contenido de C₃S en el cemento.^{1.37} (El cemento de cada uno de los trabajos está indicado con una marca diferente.)

fluencia de la distribución de tamaño de partículas del cemento. La presencia de vidrio, el cual no contiene todos los compuestos en las mismas proporciones que el resto del clinker, pero que afecta a la reactividad, además de la cantidad de cal libre, son también factores que varían entre cementos con la misma composición nominal de los cuatro compuestos principales.

Se han hecho intentos^{1,93} de generar ecuaciones de predicción de resistencia para morteros sobre la base de parámetros que incluyen, además de la composición de compuestos principales, términos para SO_3 , CaO , MgO y la relación agua/cemento, pero la confiabilidad de predicción es marginal.

Con lo anterior, podemos concluir que las relaciones entre resistencia y composición de compuestos de cemento portland que se han observado son de naturaleza estocástica. Las desviaciones de estas relaciones surgen del hecho de que ellas ignoran algunas de las variables que intervienen.^{1,14} En todo caso, se puede argumentar que todos los constituyentes del cemento portland hidratado contribuyen en alguna medida a la resistencia, hasta el grado de que todos los productos de la hidratación llenen espacios y, así, reduzcan la porosidad.

Existen, además, algunas indicaciones de que la función del aditivo no se lleva a cabo completamente. En particular, Powers^{1,22} sugirió que se forman los mismos productos en todas las etapas de hidratación de la pasta; esto resulta del hecho de que para un cemento dado, el área superficial del cemento hidratado es proporcional a la cantidad de agua de hidratación, cualquiera que sea la edad y la relación agua/cemento. De aquí que las velocidades fraccionarias de hidratación de todos los compuestos de un cemento dado puedan ser las mismas. Esto probablemente sucede sólo después de que la velocidad de difusión a través de la capa del gel llega a ser el factor determinante de la velocidad, pero no a edades tempranas,^{1,65} sino después de siete días.^{1,49} Khalil y Ward^{1,70} obtuvieron la confirmación de igual rapidez fraccional de hidratación, pero ahora aceptan que la hidratación temprana de los diferentes compuestos continúa a diferente rapidez; más tarde, la rapidez llega a ser igual.

Hay otro factor que influye en la rapidez de hidratación: el hecho de que la composición no es la misma en puntos diferentes del espacio. Esto surge del hecho de que para que haya difusión de la cara de la parte aún no hidratada del grano de cemento hacia el espacio exterior (véase la página 9), debe haber una diferencia en la concentración de iones, pues el espacio exterior está saturado, pero el interior se encuentra sobresaturado. Esta difusión varía la rapidez de hidratación.

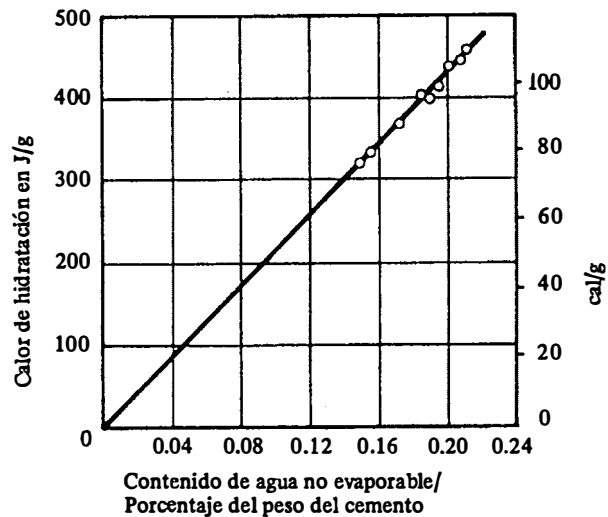


Figura 1.22. Relación entre el calor de hidratación y la cantidad de agua no evaporable para un cemento portland normal.^{1,22}

Es probable, por lo tanto, que ni la sugerencia de igual rapidez fraccional de hidratación, ni la suposición de que cada compuesto se hidrata a una rapidez independiente de los otros compuestos, sea válida. En verdad, tenemos que admitir que nuestra comprensión de la rapidez de hidratación todavía no es satisfactoria.

Por ejemplo, se ha comprobado que la cantidad de calor de hidratación por masa unitaria en materiales hidratados es constante en todas las edades^{1,34} (véase la figura 1.22), lo cual sugiere que la naturaleza de los productos de hidratación no varía con el tiempo. Por lo tanto, es razonable suponer que la rapidez de hidratación fraccionaria es igual dentro de límites de composición de cemento portland normal y de fraguado rápido. Sin embargo, no han influido en este comportamiento otros cementos de fraguado rápido ni otros con mayor contenido de C_2S que los normales. Las medidas de calor de hidratación indican que el C_3S se hidrata primero, y que una parte del C_2S queda para una hidratación posterior.

Además, la estructura inicial de la pasta que se establece en el fraguado afecta en gran medida la estructura subsecuente de los productos de hidratación. Esta estructura influye especialmente en la contracción y el desarrollo de resistencia.^{1,14} Por lo tanto, no es sorprendente que haya infinidad de relaciones entre el grado de hidratación y la resistencia. La figura 1.23 muestra una relación experimental entre la resistencia a la compresión del concreto y el agua combinada en una pasta de cemento con una relación agua/cemento igual a 0.25.^{1,39} Estos datos concuerdan con las observaciones de Powers sobre la relación gel/espacio, según las cuales un aumento en la resistencia de la pasta de cemento está en función de un aumento en el volumen relativo del gel,

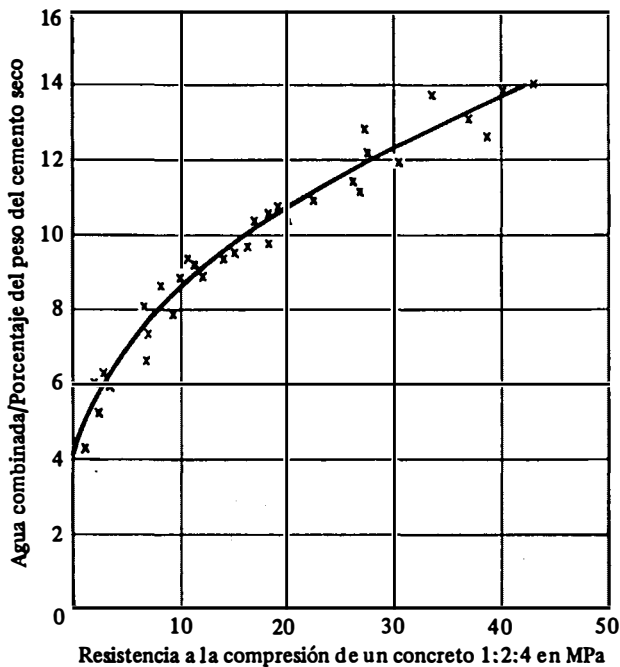


Figura 1.23. Relación entre la resistencia a la compresión y el contenido de agua combinada.^{1.1}

sin importar la edad, la relación agua/cemento o la composición de compuestos del cemento. Sin embargo, el área de la superficie total de la fase sólida está relacionada con la mezcla del componente, lo cual afecta el valor real de la resistencia última.^{1.22}

Efectos de álcalis

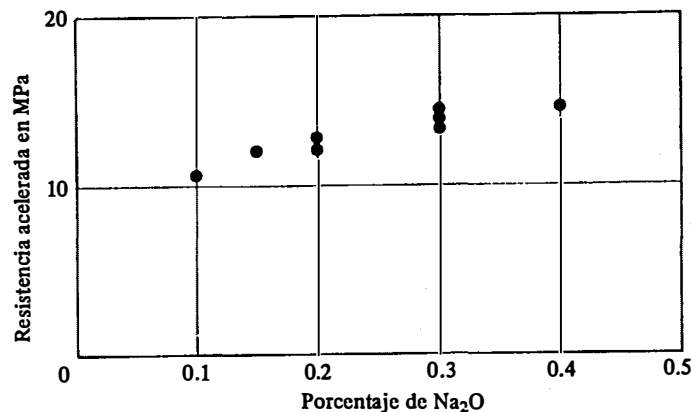
Los efectos de los compuestos menores en la resistencia de la pasta de cemento son complejos y todavía no está plena-

mente establecidos. Hay pruebas^{1.3} relativas a la influencia de los álcalis que han demostrado que el contenido de éstos afecta en gran medida el aumento de la resistencia, a una edad de más de 28 días; cuanto mayor es la cantidad de álcalis presente, tanto menor es el aumento de resistencia. Dos evaluaciones estadísticas de resistencia de varios centenares de cementos comerciales confirmaron lo anterior.^{1.56, 1.57} La pequeña ganancia de resistencia entre 3 y 28 días puede atribuirse en forma más específica al K_2O soluble en agua que se encuentra en el cemento.^{1.58} Por otra parte, en ausencia total de álcalis, la resistencia inicial de la pasta de cemento puede ser anormalmente baja.^{1.58} Las pruebas aceleradas de resistencia (véase la página 433) han mostrado que, hasta 0.4% de Na_2O , aumenta la resistencia con un incremento del contenido de álcalis.^{1.75} (véase la figura 1.24.)

La influencia de los álcalis sobre la resistencia es complicada por el hecho de que ellos pueden estar incorporados dentro de los hidratos de silicato de calcio o pueden existir como sulfatos solubles; su acción no es la misma en los dos casos. Se cree que K_2O reemplaza una molécula de CaO o C_2S , con una elevación consecuente en el contenido de C_3S arriba de lo calculado.^{1.6} Sin embargo, podemos decir que, generalmente, los álcalis aumentan el desarrollo de resistencia temprana y reducen la resistencia de largo plazo.^{1.79} Osbaeck^{1.95} confirmó que un contenido más alto de álcalis en el cemento portland aumenta la resistencia temprana y disminuye la resistencia de largo plazo.

Se sabe que los álcalis reaccionan con los llamados agregados reactivos a los álcalis (véase la página 99), y que los cementos utilizados en esas circunstancias tienen a menudo un contenido de álcalis limitado a 0.6 % (medido como Na_2O equivalente). Estos cementos se conocen como cementos con bajo contenido de álcalis.

Figura 1.24. Efecto del contenido de álcali en la resistencia acelerada.^{1.75}



Habría que mencionar otra consecuencia de la presencia de álcalis en el cemento. La pasta de cemento portland fresca tiene una alcalinidad muy alta (pH arriba de 12.5) pero, en un cemento con alto contenido de álcalis, es todavía más alto el pH. En consecuencia, afecta la piel humana y puede provocar dermatitis o quemaduras; los ojos también se pueden lesionar. Por esta razón, es esencial el uso de ropa protectora.

Podemos ver que los álcalis son importantes constituyentes del cemento, pero todavía falta obtener información sobre el papel que desempeñan. Debe hacerse notar que el uso de precalentadores en las plantas de cemento modernas ha dado como resultado un incremento en el contenido de álcalis del cemento hecho con materias primas conocidas. El contenido de álcalis, por tanto, tiene que ser controlado, pero la limitación del mismo de manera intensiva da como resultado un alto incremento en el consumo de energía.^{1.76} Una colección de polvo más eficiente también aumenta el contenido de álcalis del cemento cuando se reincorpora dentro del cemento porque el polvo contiene una gran cantidad de álcalis; ésta puede ser tan alta como 15 por ciento, en cuyo caso el polvo, o algo de él, también puede ser descartado.

Efectos del vidrio en el clinker

Se puede recordar que, durante la formación del clinker de cemento en el horno, de 20 al 30 por ciento del material se vuelve líquido; debido al enfriamiento posterior se presenta una cristalización, pero siempre hay algo de material que se enfría excesivamente y se forma vidrio. De hecho, la velocidad de enfriamiento del clinker afecta directamente las propiedades del cemento; si el enfriamiento fuese tan lento que se pudiera alcanzar una completa cristalización (por ejemplo, en el laboratorio), el β -C₂S podría convertirse en γ -C₂S; esta conversión va acompañada por una expansión y una pulverización conocida como levantamiento de polvo. Además el γ -C₂S se hidrata en forma demasiado lenta para ser útil como material cementante. Sin embargo, el Al₂O₃, el MgO y los álcalis pueden estabilizar el β -C₂S aun con enfriamiento muy lento en todos los casos prácticos.

Otra razón por la cual no se aconseja la presencia del vidrio es por sus efectos sobre las fases cristalinas. La alúmina y el óxido férrico se licúan completamente a las temperaturas de formación del clinker, y al enfriarse producen C₃A y C₄AF. Por lo tanto, la formación de vidrio afectaría mucho estos compuestos, mientras que los silicatos, los cuales se forman principalmente como sólidos, no se afectarían en mayor grado. Además, puede notarse que el vidrio, también, puede retener gran proporción de compuestos menores, como

los álcalis y el MgO; este último no está libre para una hidratación expansiva.^{1.40} De este modo, resulta útil un enfriamiento rápido de los clinkers con alto contenido de magnesia. Puesto que los sulfatos atacan a los aluminatos, también puede ser una ventaja su presencia en el vidrio. El C₃A y el C₄AF en estado cristalino pueden hidratarse para formar una solución sólida de C₃AH₆ y C₃FH₆, que resiste a los sulfatos. No obstante, un alto contenido de vidrio afecta adversamente la facilidad de molienda del clinker.

Por otra parte, existen algunas ventajas cuando hay un contenido menor de vidrio. En algunos cementos, un mayor grado de cristalización lleva a un incremento en la cantidad de C₃S que se produce.

Por lo tanto, es muy importante tener un estricto control de la velocidad de enfriamiento del clinker, a fin de producir el grado de cristalización deseado. Las variaciones en contenido de vidrio en clinkers comerciales, determinadas por el método de calor de solución, se encuentran entre 2 y 21 por ciento.^{1.41} Un microscopio óptico indica valores mucho más bajos.

Conviene recordar que la composición de compuestos de Bogue supone que el clinker se ha cristalizado completamente para lograr sus productos de equilibrio y, como hemos visto, la reactividad del vidrio es diferente de la de cristales de composición similar.

Podemos ver que la velocidad de enfriamiento del clinker, posiblemente al igual que otras características del proceso de fabricación del cemento, afecta la resistencia de éste, y desafía los intentos por desarrollar una expresión. Sin embargo, si se emplea un método de fabricación y se mantiene constante la velocidad de enfriamiento del clinker, existe una relación definida entre la composición de compuestos y la resistencia.

Pruebas de las propiedades del cemento

La fabricación del cemento requiere riguroso control; por lo tanto, se realizan diversas pruebas en los laboratorios de las fábricas de cemento para asegurarse de que éste posea la calidad deseada y de que esté dentro de todos los requisitos de las normas de cada país. Sin embargo, puede convenir a un comprador o para un laboratorio independiente hacer pruebas de aceptación o, lo que es más común, examinar las propiedades del cemento que se va a usar para alguna aplicación especial. Pruebas sobre la composición química y la finura se describen en las Normas Europeas EN 196-1, 1987 y EN 196-6: 1989, respectivamente; pruebas adicionales son prescritas por la norma BS 4550: Parte 3: 1978 para ce-

mento portland normal y de fraguado rápido. En el capítulo 2 se mencionan otras normas importantes, al estudiar otros tipos de cemento.

Consistencia de la pasta normal

Para determinar los tiempos de fraguado inicial y final, así como para realizar la prueba de Le Chatelier sobre la consistencia, se ha de utilizar una pasta pura de cemento de consistencia normal. Por lo tanto, es necesario determinar para cualquier cemento dado el contenido de agua de la pasta necesaria para producir la consistencia deseada.

La consistencia se mide por medio del aparato de Vicat, representado en la figura 1.25, utilizando un émbolo de 10 mm de diámetro acondicionado dentro de un soporte de agujas. Una pasta experimental de cemento y agua se mezcla en la forma prescrita y se coloca en el molde. En seguida, se pone el émbolo en contacto con la superficie superior de la pasta y se suelta. Por la acción de su propio peso, el émbolo penetra en la pasta, y la profundidad de penetración depende de la consistencia. Esto se considera una norma, de acuerdo con la EN 196-3: 1987, cuando el émbolo penetra en la pasta hasta un punto distante de 6 ± 1 mm del fondo del molde. El contenido de agua de la pasta estándar se expresa como porcentaje por masa de cemento seco, y el valor normal varía entre 26 y 33 por ciento.

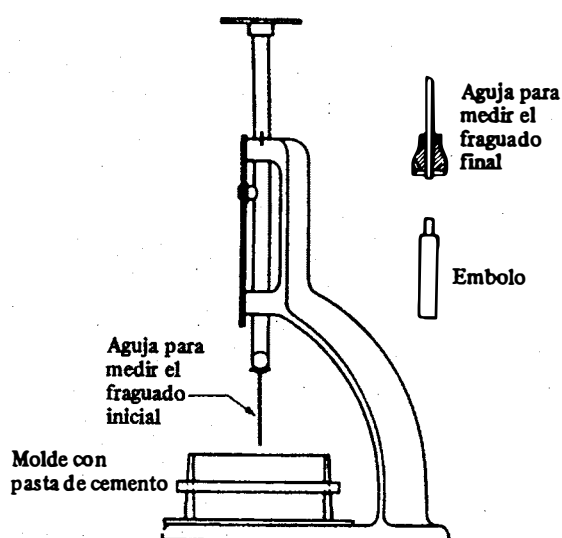


Figura 1.25. Aparato de Vicat.

Tiempo de fraguado

El proceso físico del fraguado se explicó anteriormente en este mismo capítulo, en la página 13; aquí se hablará brevemente acerca de la determinación real del tiempo de fraguado. El tiempo de fraguado se mide empleando el aparato de Vicat (figura 1.25) con distintos accesorios de penetración. El método de prueba es prescrito por la norma EN 196-3: 1987.

Para determinar el fraguado inicial se utiliza una aguja con un diámetro de 1.13 ± 0.05 mm. Esta aguja penetra en la pasta de consistencia normal, colocada en un molde especial, bajo un peso prescrito. Cuando la pasta ha endurecido lo suficiente para que la aguja penetre no más profundo que hasta un punto distante alrededor de 5 ± 1 mm de la base, se dice que se ha producido el fraguado inicial. El fraguado inicial se expresa por medio del tiempo transcurrido desde el momento en que se agrega el agua de mezclado al cemento. La norma ENV 197-1:1992 prescribe un tiempo mínimo de 60 minutos para cementos con resistencia hasta 42.5 MPa, y de 45 minutos para cementos con resistencias más altas. La Norma Americana ASTM C 150-94 prescribe un tiempo mínimo para el fraguado inicial de 45 minutos, usando el aparato de Vicat prescrito en ASTM C 191-92. Un método optativo de prueba que usa agujas de Gillmore (ASTM C 266-89) da un valor más alto de tiempo de fraguado. El tiempo inicial de fraguado de cemento de alta alúmina se describe en la norma BS 915:1972 (1983), como de dos a seis horas.

El fraguado final se determina por medio de una aguja similar adaptada a un aditamento metálico ahuecado, de forma tal que deje un borde circular de corte de 5 mm de diámetro, colocado a 0.5 mm detrás de la punta de la aguja. Se dice que se ha llevado a efecto el fraguado final cuando la aguja, bajada lentamente hacia la superficie de la pasta, la penetra hasta una profundidad de 0.5 mm pero la orilla de corte circular falla al hacer una impresión sobre la superficie de la pasta. El tiempo de fraguado final se calcula desde el momento en que se agrega el agua de mezclado al cemento. Los límites en el tiempo de fraguado final ya no aparecen en las normas europeas o de ASTM.

Si se requiere el conocimiento del tiempo de fraguado final, pero no existen datos disponibles, puede ser útil aprovechar la observación de que, para casi todos los cementos portland comunes y de enfriamiento rápido del comercio americano a la temperatura ambiente, los tiempos de fraguado inicial y final están relacionados aproximadamente como sigue: tiempo final de fraguado (mín) = $90 + 1.2 \times$ tiempo inicial de fraguado (mín).

Puesto que el fraguado del cemento se ve afectado por la temperatura y la humedad del aire que lo rodea, estas variables se encuentran especificadas en EN 196-3: 1987: una temperatura de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ y una mínima humedad relativa de 65 por ciento.

Las pruebas^{1,59} han mostrado que el fraguado de la pasta de cemento es acompañado por un cambio en la velocidad de pulso ultrasónico a través de ella (véase la página 441), pero todavía no ha sido posible desarrollar un método alternativo con el cual se pueda medir el tiempo de fraguado del cemento. Los intentos para medirlo mediante métodos eléctricos también han sido infructuosos, principalmente debido a la influencia de los aditivos en las propiedades eléctricas.^{1,73}

Debe recordarse que la velocidad de fraguado y la rapidez de endurecimiento, es decir, la obtención de resistencia, son completamente independientes una de la otra. Por ejemplo, los tiempos de fraguado prescritos para cemento de fraguado rápido no son diferentes de aquéllos para cemento portland normal, aunque los dos cementos endurecen a diferentes tiempos.

Puede ser importante hacer notar que el tiempo de fraguado del concreto también puede determinarse, pero es una propiedad diferente al tiempo de fraguado del cemento. La norma ASTM C 403-92 establece el procedimiento para determinarlo, el cual dice que se debe usar una aguja de penetración Proctor aplicada al mortero cernido del concreto de que se trata. La definición de este tiempo de fraguado es arbitraria ya que, prácticamente, no hay ocurrencia repentina de fraguado.^{1,73} Los rusos han intentado definir el tiempo de fraguado mediante la resistencia mínima entre dos electrodos metálicos ahogados en el concreto, a través de los cuales se hace pasar una corriente eléctrica de alta frecuencia.^{1,77}

Sanidad

Es esencial que la pasta de cemento, una vez que ha fraguado, no sufra gran cambio en su volumen. En particular, no debe haber una expansión apreciable, la cual, en condiciones de restricción, podría ocasionar un rompimiento de la pasta de cemento endurecida. Tal expansión puede tener lugar debido a una hidratación retardada o lenta, o a otra reacción, de algún compuesto presente en el cemento endurecido, particularmente la cal libre, la magnesia libre o el sulfato de calcio.

Si las materias primas que se añaden al horno contienen mayor cantidad de cal de la que puede combinarse con los óxidos ácidos, o si el enfriamiento o la calcinación son

insatisfactorios, la cal en exceso permanecerá en estado libre. Esta cal fuertemente calcinada se hidrata sólo en forma muy lenta y, puesto que la cal apagada ocupa mayor volumen que el óxido de calcio original, tiene lugar una expansión. A los cementos que experimentan esta expansión se los conoce como cementos sin sanidad.

La cal que se agrega al cemento no produce variación de volumen, debido a que se hidrata rápidamente, antes de que la pasta haya fraguado. Por otra parte, la cal libre presente en el clinker se intercrystaliza con otros componentes y se expone sólo parcialmente al agua durante el tiempo anterior al fraguado de la pasta.

No se puede determinar el contenido de cal libre por medio del análisis químico del cemento, porque no es posible distinguir entre el CaO sin reaccionar y el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ producido por una hidratación parcial de los silicatos cuando el cemento está expuesto a la atmósfera. Por otra parte, una prueba del clinker, realizada inmediatamente después de haber salido del horno, mostraría el contenido de cal libre, puesto que en ese momento no existe ningún cemento hidratado.

Un cemento también puede tener variaciones de volumen debidas a la presencia de MgO, el cual reacciona con el agua de manera similar al CaO. Sin embargo, sólo periclase, o sea MgO cristalino totalmente calcinado, es perjudicialmente reactivo, y el MgO presente en el vidrio es inofensivo. Hasta aproximadamente 2 por ciento de periclase (por masa de cemento) se combina con los principales compuestos, pero la periclase en exceso generalmente causa expansión y puede conducir a separación lenta.

El sulfato de calcio es el tercer compuesto capaz de causar expansión. En este caso, se forma sulfoaluminato de calcio. Debemos recordar que un hidrato de sulfato de calcio -el yeso- se agrega al clinker del cemento para evitar un fraguado relámpago; sin embargo, si el contenido de yeso sobrepasa la cantidad que puede reaccionar con el C_3A durante el fraguado, se presentará una variación de volumen en forma de expansión lenta. Por esta razón, las normas limitan de manera estricta la cantidad de yeso que se puede añadir al clinker, los límites son cautelosos en lo que respecta al peligro de falta de sanidad.^{1,46}

Puesto que la falta de sanidad del cemento no se manifiesta, sino después de un período de meses o años, es esencial probar de manera apresurada la sanidad del cemento: una prueba efectuada por Le Chateher está prescrita por la EN 196 3:1987. El aparato de Le Chatelier se representa en la figura 1.26, y consiste en un pequeño cilindro de bronce con una hendidura a lo largo de la generatriz. Dos indicadores con extremidades en punta se fijan al cilindro a ambos lados de la hendidura; de esta manera, se amplifica la abertura de

la hendidura causada por la expansión del cemento, y se puede medir fácilmente. El cilindro se coloca sobre una placa de vidrio, se llena con una pasta de cemento de consistencia estándar y se cubre con otra placa de vidrio. El montaje total se sumerge en agua a $20 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 24 horas. Al final de este periodo se mide la distancia entre los indicadores y el molde se sumerge nuevamente en agua y se lleva gradualmente a ebullición en 30 minutos. Después de hervirlo durante de 3 horas, se saca el molde y, una vez que se ha enfriado, se mide nuevamente la distancia entre los indicadores. El aumento en la distancia representa la expansión del cemento, que para cementos portland está limitado a 10 mm por ENV 197-1:1992. Si la expansión excede este valor, se realiza la prueba siguiente después que el cemento haya sido expuesto y aireado durante siete días. En este tiempo, una parte de la cal puede hidratarse o aun carbonatarse, y también puede producirse una degradación física en su tamaño. Al final del período de siete días, se repite la prueba de Le Chatelier, y la expansión del cemento aireado no debe exceder los 5 mm. Un cemento que no satisfaga por lo menos uno de estos criterios no debe usarse.

La prueba de Le Chatelier detecta sólo variaciones de volumen debidas a la cal libre. Rara vez se encuentran cantidades mayores de óxido de magnesio en la materia prima con la cual se fabrica el cemento en Inglaterra, pero en otros países sí se encuentra. Un ejemplo es la India, donde la caliza de bajo contenido en óxido de magnesio se encuentra sólo en cantidades limitadas. La masa de cemento resultante tiene, por lo tanto, un alto contenido de MgO , pero la expansión puede reducirse apreciablemente mediante la adición de algún material silíceo, como ceniza volante o arcilla calcinada finamente molida.

Debido a la importancia de evitar la expansión retardada, en Estados Unidos por ejemplo, se determina la consistencia del cemento mediante la prueba en autoclave, la cual es sensible tanto al óxido de magnesio como a la cal libres. En esta prueba, prescrita por la norma ASTM 151-93a, una barra de cemento puro de 25 mm de sección transversal cua-

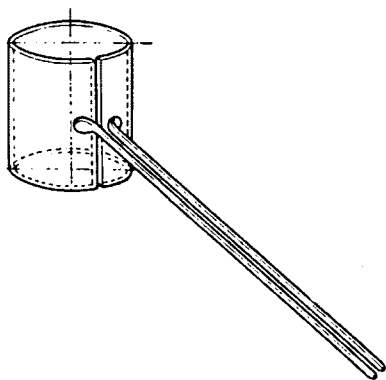


Figura. 1.26. Aparato de Le Chatelier.

drada, con una longitud calibrada de 250 mm, se cura en aire húmedo durante 24 horas. Luego se coloca la barra en un autoclave (un hervidor de vapor de alta presión) que se eleva a una temperatura de 216°C [con una presión de vapor de $20.5 \pm 0.7 \text{ kg/cm}^2$ ($2 \pm 0.07 \text{ MPa}$)] durante un periodo de 60 ± 15 minutos, y luego se mantiene a esta temperatura durante tres horas. La alta presión de vapor acelera la hidratación, tanto de la cal como del óxido de magnesio. La expansión de la barra debida al tratamiento en autoclave no debe exceder de 0.8 por ciento.

Los resultados de la prueba en autoclave se ven afectados no solamente por los compuestos que causan expansión, sino también por el contenido de C_3A y por los aditivos del cemento,^{1,71} y por otras anomalías a las que está sujeta la misma. Esta prueba proporciona, por consiguiente, sólo una indicación en términos generales del riesgo que representa en la práctica una expansión a largo plazo,^{1,1} pero ella es por lo regular excesivamente severa a medida que algo de MgO permanece inerte; la prueba así yerra por seguridad.^{1,86}

No existe ninguna prueba para detectar variaciones de volumen debidas a un exceso de sulfato de calcio, pero su contenido puede determinarse fácilmente por medio de un análisis químico.

Resistencia del cemento

La resistencia mecánica del cemento endurecido es la propiedad del material que posiblemente resulta más obvia en cuanto a los requisitos para usos estructurales. Por lo tanto, no es sorprendente que las pruebas de resistencia estén indicadas en todas las especificaciones del cemento.

La resistencia de un mortero o concreto depende de la cohesión de la pasta de cemento, de su adhesión a las partículas de los agregados y, en cierto grado, de la resistencia del agregado mismo. Esto último no se considera en esta etapa, y se elimina en las pruebas de la calidad del cemento mediante el empleo de agregados normalizados.

No se efectúan pruebas de resistencia en pastas de cemento puro, debido a las dificultades experimentales de moldeo, que originarían una gran variación en los resultados. Para determinar la resistencia del cemento, se utilizan morteros de cemento-arena y, en algunos casos, concretos de proporciones determinadas hechos con materiales específicos bajo estricto control.

Existen varias formas de prueba de resistencia: tensión directa, compresión directa y flexión. Esta última determina, en realidad, la resistencia a la tensión por flexión porque, como es bien sabido, la pasta de cemento hidratado es con-

siderablemente más resistente a la compresión que a la tensión.

En el pasado, la prueba de tensión directa solía aplicarse comúnmente, pero la tensión pura es bastante difícil de aplicar y los resultados mostraban variaciones relativamente grandes. Más aún, puesto que las técnicas estructurales están diseñadas principalmente para aprovechar la buena resistencia del concreto a la compresión, la resistencia a la tensión del cemento a menudo reviste menor interés que la resistencia a la compresión. Por todas estas razones las pruebas de tensión han dado lugar paulatinamente a las de compresión.

En forma similar, la resistencia a la flexión del concreto es generalmente de menor interés que su resistencia a la compresión, aunque en pavimentos es de importancia el conocimiento de la resistencia del concreto en tensión. En consecuencia hoy día, es la resistencia a la compresión del cemento lo que se considera crucial, y se cree que la prueba apropiada del cemento es aquella sobre mortero de arena-cemento.

La norma Europea EN 196-1:1987 prescribe una prueba de resistencia a la compresión en especímenes de mortero. Los especímenes son probados como cubos equivalentes de 40 mm; ellos se derivan de prismas de 40 por 40 por 160 mm, los cuales se prueban primero en flexión de manera que se rompan en mitades, o son rotos de otra forma en mitades. Así es posible una prueba opcional de flexión de punto central sobre un claro de 100 mm.

La prueba se efectúa en mortero de composición fija, hecho con arena normal de CEN. (CEN es la sigla de European Committee for Standardization que corresponde al del nombre en francés). La arena es arena natural, silíceo, redondeada, la cual se puede obtener de varias fuentes. A diferencia de la arena de Leighton Buzzard (véase más abajo), no es de tamaño uniforme sino clasificada entre 80 μ m y 1.6 mm. La relación de arena/cemento es 3 y la relación de agua/cemento es 0.50. El mortero se mezcla en una revolvedora de paletas y se compacta en una mesa sacudidora con una caída de 15 mm; también se puede utilizar una mesa vibratoria, siempre que dé por resultado la misma compactación. Los especímenes se desmoldan después de 24 horas en una atmósfera húmeda, y de allí en adelante se curan en agua a 20 °C.

En algunos países a causa de que las primeras pruebas británicas o pruebas similares son usadas, puede ser apropiado dar una descripción breve de estas. Fundamentalmente, hay dos métodos normales británicos de pruebas de resistencia a la compresión del cemento, uno utiliza mortero y el otro concreto.

En la prueba de mortero, se emplea mortero de cemento-arena de 1:3. La arena es arena estandarizada de Leighton Buzzard, obtenida en minas cercanas a un pueblo de ese nombre en Bedfordshire, Inglaterra; la arena es de un solo tamaño. La masa del agua de la mezcla es 10 por ciento de la masa de los materiales secos. Expresada como una relación de agua /cemento, esto corresponde a 0.40 por masa. En el mezclado se sigue un procedimiento normal, prescrito por la norma BS 4550: Sección 3.4: 1978, y se hacen cubos de 70.7 mm empleando una mesa vibratoria con una frecuencia de 200 Hz aplicada durante dos minutos. Los cubos se desmoldean después de 24 horas y se curan todavía más hasta que se prueban en una condición de superficie mojada.

Las pruebas de mortero vibrado dan resultados bastante confiables, pero se ha sugerido que el mortero hecho con un agregado de un solo tamaño resulta en una gran dispersión de los valores de resistencia que se podrían obtener con concreto hecho en condiciones similares. También se puede argüir que estamos interesados en el comportamiento del cemento en el concreto y no en el mortero, especialmente en uno hecho con agregado de tamaño único y nunca empleado en la práctica. Por estas razones, se introdujo una prueba sobre concreto en las Normas Británicas.

En las pruebas de concreto se pueden emplear tres relaciones de agua/cemento, esto es, 0.60, 0.55 y 0.45, lo que depende del tipo de cemento. Las cantidades de agregado grueso y fino, que tienen que ser de canteras particulares, son especificadas en la norma BS 4550: partes 4 y 5: 1978. Se hacen mezclas de cubos de 100 mm (4 pulg.), a mano, de una manera prescrita; se especifican las condiciones de temperatura y de humedad del cuarto de mezclado, de la cámara de curado, del local de pruebas de compresión, y la temperatura del tanque de agua de curado. Aparte de satisfacer la resistencia mínima en edades específicas, la resistencia en edades posteriores tiene que ser más alta que en una edad anterior, pues la retrogresión de resistencia puede ser una señal de falta de solidez o de otros defectos en el cemento. El requerimiento de aumento de resistencia con la edad se aplica también a los cubos de mortero vibrado. Este requerimiento no está incluido en la norma ENV 197-1:1992.

El método de ASTM para probar la resistencia del cemento es prescrito en ASTM C 109-93 y emplea un mortero de 1:2.75 hecho con arena de granulometría estandarizada en una relación agua/cemento de 0.485; se prueban cubos de 50 milímetros.

Puede ser apropiado considerar la pregunta: ¿se deberán hacer las pruebas de la resistencia del cemento en muestras de pasta, mortero o concreto? Ya hemos manifestado que los

especímenes de pasta de cemento puro son difíciles de hacer. Por lo que respecta al concreto, es un medio apropiado para pruebas, pero la resistencia de especímenes de concreto es influida por las propiedades de los agregados utilizados. Sería difícil, o hasta impráctico, emplear agregado normal para pruebas en concreto en distintas partes del país, menos aún en diferentes países. El uso de mortero con un agregado razonablemente estandarizado es un compromiso sensible. En todo caso, las pruebas son comparativas globalmente, en vez de una medida directa de la resistencia a la compresión de la pasta de cemento hidratada. Además, la influencia del cemento en las propiedades del mortero y del concreto es cualitativamente igual, y la relación entre las resistencias de muestras correspondientes a los dos materiales es lineal. Esto se indica en la figura 1.27, donde se utilizaron morteros y concretos de proporciones fijas, cada uno con relación agua/cemento de 0.65. Las resistencias no son las mismas para las muestras de cada par, por lo menos en parte, debido a que se utilizaron muestras de diferentes formas y tamaños, pero también puede haber una diferencia cuantitativa inherente entre las resistencias de los morteros y las de los concretos, a causa de la mayor cantidad de aire atrapado en el mortero.

Otra comparación de interés es aquella entre la resistencia de concreto hecho de acuerdo con la norma BS 4550: sección

3.4:1978 con una relación de agua/cemento de 0.60 y la resistencia de mortero hecho según la norma EN196-1: 1987, con una relación agua/cemento de 0.50. No sólo la relación agua/cemento, sino también otras condiciones, difieren entre las dos pruebas, así como también difieren los valores de resistencia resultantes. Harrison ^{1.88} encontró la relación siguiente:

$$\log_e (M/C) = 0.28/d + 0.25$$

donde

C = resistencia a la compresión de cubos en MPa de BS 4550

M = resistencia a la compresión del mortero en prismas en MPa de EN 196 y

d = edad de la prueba en días

Más convenientemente, la relación de M/C se puede tabular como sigue:

Edad (días)	2	3	7	28
Relación M/C	1.48	1.41	1.34	1.30

Además de las características de los especímenes de prueba, hay una diferencia importante entre los valores de resistencia obtenidos en la Norma Europea 196-1:1987 y en la antigua británica y en casi todas las otras normas: esto concierne al significado del término "resistencia mínima". En las normas tradicionales, el valor mínimo prescrito tenía que ser excedido por todos los resultados de pruebas. Por otra parte, en la norma EN 196-1: 1987, la resistencia mínima representa un valor característico (véase la página 512) tal que es excedido por 95 por ciento de los resultados de pruebas; y establece un valor absoluto bajo del cual no debe caer la resistencia especificada.

Referencias

- 1.1. F. M. Lea, "The Chemistry of Cement and Concrete", (Londres, Arnold, 1970).
- 1.2. R. H. Bogue, "Chemistry of Portland Cement" (New York, Reinhold, 1955).
- 1.3. A. M. Neville, "Role of cement in creep of mortar", J. Amer. Concr. Inst., 55, marzo 1959 pp. 963-984.
- 1.4. M. A. Swayze, "The quaternary system $\text{CaO-C}_5\text{A}_3\text{-C}_2\text{F-C}_2\text{S}$ as modified by saturation with magnesia", Amer. J. Sci., 244, (1946), pp. 65-94.
- 1.5. W. Czernin, "Cement Chemistry and Physics for Civil Engineers" (Londres, Crosby Lockwood, 1962).

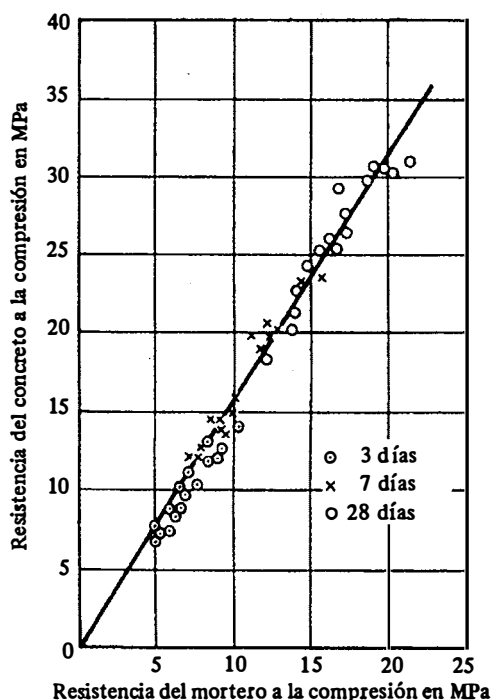


Figura 1.27 Relación entre las resistencias de mortero y de concreto con la misma relación agua/cemento. ^{1.37}

- 1.6. H. H. Steirour, "The reactions and thermochemistry of cement hydration at ordinary temperature", Proc. 3rd Int. Symp. on the Chemistry of Cement, (London, 1952), pp. 261-89.
- 1.7. R. H. Bogue and W. Lerch, "Hydration of portland cement compounds", Industrial and Engineering Chemistry, 26, núm. 8, (Easton, Pa., 1934), pp. 837-47.
- 1.8. E. P. Flint and L. S. Wells, "Study of the system $\text{CaO-SiO}_2\text{-H}_2\text{O}$ at 30°C and the reaction of water on the anhydrous calcium silicates", J. Res. Nat. Bur. Stand., 12, núm. 687, (1934), pp. 751-83.
- 1.9. S. Giertz-Hedstrom, "The physical structure of hydrated cements", Proc. 2nd Int. Symp. on the Chemistry of Cement, (Stockholm, 1938), pp. 505-34.
- 1.10. T. C. Powers, "The non-evaporable water content of hardened portland cement paste: its significance for concrete research and its method of determination", ASTM Bul. núm. 158, (mayo 1949), pp. 68-79.
- 1.11. L. S. Brown and R. W. Carlson, "Petrographic studies of hydrated cements", Proc. ASTM, 36, Part II, (1936), pp. 332-50.
- 1.12. L. E. Copeland, "Specific volume of evaporable water in hardened portland cement pastes", J. Amer. Concr. Inst., 52, (1956), pp. 863-74.
- 1.13. S. Brunauer, J. C. Hayes and W. E. Hass, "The heats of hydration of tricalcium silicate and beta-dicalcium silicate", J. Phys. Chem., 58, (Ithaca, NY, 1954), pp. 279-87.
- 1.14. F. M. Lea, "Cement research: retrospect and prospect", proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, (Washington DC, 1960), pp. 5-8.
- 1.15. H. F. W. Taylor, "Hydrated calcium silicates, Part. I: Compound formation at ordinary temperatures", J. Chem. Soc., (London, 1950), pp. 3682-90.
- 1.16. H. H. Steinour, "The system $\text{CaO-SiO}_2\text{-H}_2\text{O}$ and the hydration of the calcium silicates", Chemical Reviews, 40, (USA, 1947), pp. 391-460.
- 1.17. W. T. Spinks, H. W. Baldwin and T. Thorvaldson, "Tracer studies of diffusion in set Portland cement", Can. J. Technol., 30, Nos 2 and 3, (1952), pp. 20-8.
- 1.18. M. Nakada, "Process operation and environmental protection at the Yokoze cement works", Zement-Kalk-Gips, 29, núm. 3, (1976), pp. 135-9.
- 1.19. S. Diamond, "C/S mole ratio of C-S-H gel in a mature C3S paste as determined by EDXA, Cement and Concrete Research", 6, núm. 3, (1976), pp. 413-16.
- 1.20. J. D. Bernal, J. W. Jeffery and H. F. W. Taylor, "Crystallographics research on the hydration of Portland cement: A first report on investigations in progress", Mag. Concr. Res., 3, núm. 11, (1952), pp. 49-54.
- 1.21. W. C. Hansen, "Discussion on Aeration cause of false set in portland cement", Proc. ASTM, 58, (1958), pp. 1053-4.
- 1.22. T. C. Powers, "The physical structure and engineering properties of concrete", Portl. Cem. Assoc. Res. Dept. Bul. (Chicago, julio 1958), 39 pp.
- 1.23. T. C. Powers, "A discussion of cement hydration in relation to the curing of concrete", Proc. ighw. Res. Bd., 27, (Washington, 1974), pp. 178-88.
- 1.24. T. C. Powers and T. L. Brownyard, "Studies of the physical properties of hardened portland cement paste" (Nine parts), J. Amer. Concr. Inst., 43 (octubre 1946 to abril 1947).
- 1.25. G. J. Verbeck, "Hardened concrete-pore structure", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169, (1955), pp. 136-42.
- 1.26. T. C. Powers, L. E. Copeland and H. M. Mann, "Capillary continuity or discontinuity in cement pastes", J. Portl. Cem. Assoc. Research and Development Laboratories, 1, núm. 2, (mayo 1959), pp. 38-48.
- 1.27. T. C. Powers, "Structure and physical properties of hardened portland cement paste", J. Amer. Ceramic Soc., 41, (enero 1958), pp. 1-6.
- 1.28. L. E. Copeland and J. C. Hayes, "Porosity of hardened portland cement pastes", J. Amer. Concr. Inst., 52, (febrero 1956), pp. 633-40.
- 1.29. R. W. Carlson and L. R. Forbrick, "Correlation of methods for measuring heat of hydration of cement, Industrial and Engineering Chemistry (Analytical Edition)", 10, Easton, Pa., 1938, pp. 382-6.
- 1.30. W. Lerch and C. L. Ford, "Long-time study of cement performance in concrete, Chapter 3: Chemical and physical tests of the cements", J. Amer. Concr. Inst., 44, abril 1948, pp. 743-95.
- 1.31. N. Davey and E. N. Fox, "Influence of temperature on the strength development of concrete", Build. Res. Sta. Tech. Paper núm. 15 London, HMSO, 1933.
- 1.32. W. Lerch and R. H. Bogue, "Heat of hydration of portland cement pastes", J. Res. Nat. Bur. Stand., 12, núm. 5, mayo 1934, pp. 645-64.
- 1.33. H. Woods, H. H. Steinour and H. R. Starke, "Heat evolved by cement in relation to strength", Engng News Rec., 110, New York, 1933, pp. 431-3.
- 1.34. G. J. Verbeck and C. W. Foster, "Long-time study of cement performance in concrete, Chapter 6: The heats of hydration of the cements", Proc. ASTM, 50, 1950, pp. 1235-57.
- 1.35. H. Woods, H. R. Starke and H. H. Steinour, "Effect of cement composition on mortar strength", Engng News Rec., 109, núm. 15, New York, 1932, pp. 435-7.
- 1.36. R. E. Davis, R. W. Carlson, G. E. Troxell and J. W. Kelly, "Cement investigations for the Hoover Dam", J. Amer. Concr. Inst., 29, 1933, pp. 413-31.
- 1.37. S. Walker and D. L. Bloem, "Variations in portland cement", proc. ASTM, 58, 1958, pp. 1009-32.

- 1.38 F. M. Lea, "The relation between the composition and properties of portland cement", J. Soc. Chem. Ind., 54, London, 1935, pp. 522-7.
- 1.39 F. M. Lea and F. E. Jones, "The rate of hydration of portland cement and its relation to the rate of development of strength", J. Soc. Chem. Ind., 54, núm. 10, London, 1935, pp. 63-70T.
- 1.40 L. S. Brown, "Long-time study of cement performance in concrete", Chapter 4: Microscopical study of clinkers, J. Amer. Concr. Inst., 44, mayo 1948, pp. 877-923.
- 1.41 W. Lerch, "Approximate glass content of commercial Portland cement clinker", J. Res. Nat. Bur. Stand., 20, enero, 1938, pp. 77-81.
- 1.42 F. M. Lea, "Cement and Concrete", Lecture delivered before the Royal Institute of Chemistry, London, 19 Dec. 1944, Cambridge, W. Heffer and Sons, 1944.
- 1.43 W. H. Price, "Factors influencing concrete strength", J. Amer. Concr. Inst., febrero, 1951, pp. 417-32
- 1.44 US Bureau of Reclamation, "Investigation into the effects of cement fineness and alkali content on various properties of concrete and mortar", Concrete Laboratory Report núm C-814, Denver, Colorado, 1956.
- 1.45 S. Brunauer, P. H. Emmett and E. Teller, "Adsorption of gases in multi-molecular layers", J. Amer. Chem. Soc., 60, 1938, pp. 309-19.
- 1.46 W. Lerch, "The influence of gypsum on the hydration and properties of portland cement pastes", Proc. ASTM, 46, 1946, pp. 1252-92.
- 1.47 L. E. Copeland and R. H. Bragg, "Determination of $\text{Ca}(\text{OH})_2$ in hardened pastes with the X-ray spectrometer", Portl. Cem. Assoc. Rep., Chicago, 14 mayo 1953.
- 1.48 L. E. Copeland and J. C. Hayes, "The determination of non-evaporable water in hardened portland cement paste", ASTM Bul., núm 194, diciembre 1953, pp. 70-4.
- 1.49 L. E. Copeland, D. L. Kantro and G. Verbeck, "Chemistry of hydration of portland cement", Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Washington DC, 1960, pp. 429-65.
- 1.50 P. Seligmann and N. R. Greening, "Studies of early hydration reactions of portland cement by X-ray diffraction", Highway Research Record, núm 62, Highway Research Board, Washington DC, 1964, pp. 80-105.
- 1.51 W. G. Hime and E. G. LaBonde, "Particle size distribution of portland cement from Wagner turbidimeter data", J. Portl. Cem. Assoc. Research and Development Laboratories, 7, núm. 2, mayo 1965, pp. 66-75.
- 1.52 C. D. Lawrence, "The properties of cement paste compacted under high pressure", Cement Concr. Assoc. Res. Rep., núm. 19, London, junio 1969.
- 1.53 R. F. Feldman and P. J. Sereda, "A model for hydrated Portland cement paste as deduce from sorption-length change and mechanical properties", Materials and Structures, núm 6, noviembre-diciembre 1968, pp. 509-19.
- 1.54 P. Seligmann, "Nuclear magnetic resonance studies of the water in hardened cement paste", J. Portl. Cem. Assoc. Research and Development Laboratories, 10, núm. 1, enero 1968, pp. 52-65.
- 1.55 G. Verbeck, "Cement hydration reactions at early ages", J. Portl. Cem. Assoc. Research and Development Laboratories, 7, núm 3, septiembre 1965, pp. 57-63.
- 1.56 R. L. Blaine, H. T. Arni and M. R. DeFore, "Interrelations between cement and concrete properties", Part 3, Nat. Bur. Stand. Bldg Sc. Series Washington DC, abril 1968.
- 1.57 M. Von Euw and P. Gourdin, "Le calcul prévisionnel des résistances des ciments Portland" Materials and Structures, 3, núm 17, septiembre-octubre 1970, pp. 299-311.
- 1.58 W. J. McCoy and D. L. Eshenour, "Significance of total and water soluble alkali contents of cement", Proc. 5th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, 2, Tokyo, 1968, pp. 437-43.
- 1.59 M. Dohnalik and K. Flaga, "Nowe spostrzezenia w problemie czas wiązania cementu", Archiwum Inżynierii Lądowej, 16, núm. 4, pp. 745-52, 1970.
- 1.60 S. Diamond, "Cement paste microstructure-an overview at several levels", Proc. Conf. Hydraulic Cement Pastes: Their structure and properties, Sheffield, Cement and Concrete Assoc., abril 1976, pp. 2-30.
- 1.61 J. F. Young, "A review of the mechanisms of set-retardation in Portland cement pastes containing organic admixtures", Cement and Concrete Research, 2, núm 4, julio 1972, pp. 415-33.
- 1.62 S. Brunauer, J. Skalny, I. Odler and M. Yudenfreund, "Hardened portland cement pastes of low porosity. VII. Further remarks about early hydration". Composition and surface area of tobermorite gel, Summary Cement and Concrete Research, 3, núm 3, mayo 1973, pp. 279-94.
- 1.63 D. Winslow and S. Diamond, "Specific surface of hardened portland cement paste as determined by small angle X-ray scattering", J. Amer. Ceramic Soc., 57, mayo 1974, pp. 193-7.
- 1.64 F. H. Wittmann and F. Schlude, "Microwave absorption of hardened cement paste", Cement and Concrete Research, 5, núm 1, enero 1975, pp. 63-71.
- 1.65 I. Odler, M. Yundenfreund, J. Skalny and S. Brunauer, "Hardened Portland cement pastes of low porosity". III. Degree of hydration. Expansion of paste. Total porosity, Cement and Concrete Research, 2, núm 4, julio 1972, pp. 463-81.
- 1.66 V. S. Ramachandran and C.-M. Zhang, "Influence of CaCO_3 ", Il Cemento, 3, 1986, pp. 129-52.
- 1.67 D. Knöfel, "Quantitative röntgenographische Freikalkbestimmung zur Produktionskontrolle im Zementwerk", Zement-Kalk-Gips, 23, núm 8, agosto 1970, 378-9.

- 1.68 T. Knudsen, "Quantitative analysis of the compound composition of cement and cement clinker by X-ray diffraction", *Amer. Ceramic Soc. Bul.*, 55 núm 12, diciembre 1976, pp.1052-5.
- 1.69 J. Olek, M. D. Cohen and C. Lobo, "Determination of surface area of portland cement and silica fume by mercury intrusion porosimetry", *ACI Materials Journal*, 87, núm 5, 1990, pp. 473-8.
- 1.70 S. M. Khalil and M. A. Ward, "Influence of a lignin-based admixture on the hydration of Portland cements", *Cement and Concrete Research*, 3, núm 6, noviembre 1973, pp. 677-88.
- 1.71 J. Calleja, "L'expansion des ciments, *Il Cemento*", 75, núm 3, julio-septiembre 1978, pp. 153-64.
- 1.72 J. F. Young et al., "Mathematical modelling of hydration of cement hydration of dicalcium silicate", *Materials and Structures*, 20, núm 119, 1987, pp. 377-82.
- 1.73 J. H. Sprouse and R. B. Pepler, "Setting time", *ASTM Sp. Tech. Publ.*, núm 169B, 1978, pp. 105-21.
- 1.74 I. Odler and H. Dorr, "Early hydration of tricalcium silicate. I. Kinetics of the hydration process and the stoichiometry of the hydration products", *Cement and Concrete Research*, 9 núm 2, marzo 1979, pp. 239-48.
- 1.75 M. H. Wills, "Accelerated strength tests", *ASTM Sp. Tech. Publ.*, núm 169B, 1978, pp. 162-79.
- 1.76 J. Brotschi and P. K. Mehta, "Test methods for determining potential alkali-silica reactivity in cements", *Cement and Concrete Research*, 8, núm 2, marzo 1978, pp.191-9
- 1.77 Rilem National Committee of the USSR, "Method of determination of the beginning of concrete setting time", U.S.S.R., Proposal to RILEM Committee CPC-14,7, Moscow, julio 1979.
- 1.78 R. Sersale, R. Cioffi, G. Frigione and F. Zenone, "Relationship between gypsum content, porosity and strength in cement", *Cement and Concrete Research*, 21, núm. 1, 1991, pp. 120-6.
- 1.79 I. Odler, "Strength of cement" (Final Report), *Materials and Structures*, 24, No. 140, 1991, pp. 143-57.
- 1.80 Anon, "Saving money in cement production", *Concrete International*, 10, núm 1, 1988, pp. 48-9.
- 1.81 G. C. Bye, "Portland Cement: Composition, Production and Properties", 149, Oxford, Pergamon Press, 1983.
- 1.82 Z. Berhane, "Heat of hydration of cement pastes", *Cement and Concrete Research*, 13, núm. 1, 1983, pp. 114-18.
- 1.83 M. Kaminski and Zielenkiewicz, "The heats of hydration of cement constituents", *Cement and Concrete Research*, 12, núm 5, 1982, pp. 549-58.
- 1.84 H. F. W. Taylor, "Modification of the Bogue calculation", *Advances in Cement Research*, 2, núm. 6, 1989, pp. 73-9.
- 1.85 F. P. Glasser, "Progress in the immobilization of radioactive wastes in cement", *Cement and Concrete Research*, 22, nos 2/3, 1992, pp. 201-16.
- 1.86 V. S. Ramachandran, "A test for "unsoundness" of cements containing magnesium oxide", *Proc. 3rd. Int. Conf. on the Durability of Building Materials and Components*, Espoo, Finland, 3, 1984, pp. 46-54.
- 1.87 J. J. Beaudoin and V. S. Ramachandran, "A new perspective on the hydration characteristics of cement phases", *Cement and Concrete Research*, 22, núm 4, 1984, pp. 689-94.
- 1.88 T. A. Harrison, "New test method for cement strength, BCA Euroce-ments", *Information Sheet núm. 2*, noviembre 1992, pp. 2.
- 1.89 D. M. Roy and G. R. Gouda, "Optimization of strength in cement pastes", *Cement and Concrete Research*, 5, núm 2, 1975, pp. 153-62.
- 1.90 F. Massazza and M. Testolin, "Latest developments in the use of admixtures for cement and concrete", *Il Cemento*, 77, núm. 2, 1980, pp. 77-146.
- 1.91 P.-C. Aytcin, S. L. Sarkar, M. Regourd and D. Volant, "Retardation effect of superplasticizer on different cement fractions". *Cement and Concrete Research*, 17, núm 6, 1987, pp. 995-9.
- 1.92 A. Nonat and J. C. Mutin (eds), "Hydration and setting of cements", *Proc. of Int. RILEM Workshop on hydration*, Université de Dijon, France, London, Spon, 1991, 418 pp.
- 1.93 M. Relis, W. B. Ledbetter and P. Harris, "Prediction of mortar-cube strength from cement characteristics", *Cement and Concrete Research*, 18, núm 5, 1988, pp. 674-86.
- 1.94 J. Baron and Santeray (Eds), "Le Béton Hydraulique - Connaissance et pratique", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1982, 560 pp.
- 1.95 B. Osbaek, "On the influence of alkalis on strength development of blended cements", in the *Chemistry and Chemically Related Properties of Cement*, *British Ceramic Proceedings*, núm 35, septiembre 1984, pp. 375-83.
- 1.96 H. Braun, "Produktion, Energieeinsatz und Emissionen im Bereich der Zementindustrie", *Zement + Beton*, enero 1994, pp. 32-34.

Capítulo 2

Materiales cementantes de diferentes tipos

El capítulo anterior trató sobre las propiedades del cemento portland en general, y hemos visto que cementos que difieren en composición química y características físicas pueden exhibir propiedades diferentes al hidratarse. Debería así ser posible seleccionar mezclas de materias primas para la producción de cementos de propiedades deseadas. En efecto, diferentes tipos de cemento portland están disponibles comercialmente y cementos especiales se pueden producir para usos específicos. Diversos cementos que no son portland están disponibles en el mercado.

Antes de describir los diferentes tipos de cemento portland, un análisis general de los materiales cementantes utilizados en el concreto puede ser provechoso.

Clasificación de los materiales cementantes*

Originalmente, el concreto se hacía usando una mezcla de sólo tres materiales: cemento, agregado, y agua; casi invariablemente, el cemento era cemento portland, como se estudió en el Capítulo 1. Más tarde, con objeto de mejorar las propiedades del concreto, tanto en el estado fresco como endurecido, muy pequeñas cantidades de productos químicos se agregaban en la mezcla. Estos aditivos químicos, con frecuencia llamados simplemente aditivos se estudian en el Capítulo 4.

Con el tiempo, otros materiales, de naturaleza inorgánica, se introdujeron en la mezcla de concreto. Las razones originales para usar estos materiales fueron usualmente económicas: eran más baratos que el cemento portland, algunas veces porque eran un producto secundario o desperdicios de procesos industriales. Un impulso más para la incorporación de estos materiales "suplementarios" en la mezcla de

concreto lo dio el aumento agudo en el costo de energía en la década de 1970 y recordamos que el costo de energía representa una proporción principal del costo de la producción de cemento (véase página 5).

Todavía un incentivo para el uso de algunos materiales "suplementarios" fue proporcionado por los intereses ecológicos acerca de los pozos a cielo abierto y canteras para materias primas requeridas para la producción de cemento portland por un lado, y por otro, acerca del medio de deshacerse de los materiales de desperdicio industrial tales como escoria de alto horno, ceniza volante, o horno de sílice. Además, la fabricación de cemento portland es ecológicamente dañina ya que la producción de una tonelada de cemento da por resultado casi una tonelada de bióxido de carbono que se arroja a la atmósfera.

Sería incorrecto inferir, a partir de la anterior consideración histórica, que los materiales suplementarios se introdujeron dentro del concreto sólo por el "empuje" de su disponibilidad. Estos materiales también proporcionan propiedades deseables en el concreto, algunas veces en el estado fresco, pero con más frecuencia en el estado endurecido. Este "tiron" combinado con el "empuje", ha dado por resultado una situación tal que en muchos países, una alta proporción de concreto contiene uno o más de estos materiales suplementarios. Es por eso inapropiado considerarlos, como algunas veces se hizo en el pasado, como materiales de reemplazo del cemento o como "extendedores".

Sí, como se acaba de exponer, los materiales que hemos descrito hasta aquí como suplementarios son, por derecho propio, componentes apropiados de los materiales cementantes usados en la elaboración del concreto, entonces se ha de buscar una nueva terminología. Ninguna terminología sencilla se ha acordado o aceptado sobre una base común para todo el mundo, y puede ser de utilidad discutir, en forma breve, la nomenclatura utilizada en diferentes publicaciones.

*Esta sección esta substancialmente publicada en la ref. 2.5.

En lo que afecta al concreto, el material cementante siempre contiene cemento portland de la variedad tradicional y eso es cemento portland "puro". Por tanto, cuando otros materiales también son incluidos, es posible llamarle al conjunto de los materiales cementantes usados como cementos portland compuestos. Este es un término lógico, y así lo es el término cementos portland mezclados.

El enfoque Europeo de la norma ENV 197-1:1992 es usar el término cemento CEM, el cual requiere la presencia del componente de cemento portland por implicación (en que excluye el cemento de alta alúmina); sin embargo, el nombre cemento CEM no se piensa ser explícito o de atracción general.

El enfoque estadounidense actual es dado en la norma ASTM C 1157-94a, el cual cubre cementos hidráulicos mezclados para aplicaciones tanto generales como especiales. Un cemento hidráulico mezclado se define como sigue: "Un cemento hidráulico que se compone de dos o más constituyentes inorgánicos los cuales contribuyen a las propiedades de ganancia de resistencia del cemento, con otros constituyentes, adiciones de procesamiento y adiciones funcionales o sin ellos."

Esta terminología es válida excepto que el término "constituyente inorgánico" es difícil de relacionar con los materiales reales incorporados en el concreto, comúnmente puzolana natural o producida industrialmente, ceniza volante, humo de sílice, o escoria de alto horno granulada y molida. Además, el énfasis en el término hidráulico puede crear una imagen equivocada a los ojos de los usuarios generales del cemento. Además, la terminología de ASTM no es utilizada por el Instituto Americano del Concreto.

El estudio, más bien prolongado, anterior explica la dificultad de clasificar y de poner en categorías los diferentes materiales comprendidos. La situación no se mejora por una falta de nomenclatura internacional. Claro, más de un enfoque es posible pero la dificultad se aviva por el hecho de algunas de las divisiones no son mutuamente exclusivas.

En vista del uso internacional de este libro, según se juzga por las primeras tres ediciones se ha decidido usar la terminología que sigue.

Un cemento que se componga de cemento portland con no más que el 5 por ciento de otro material inorgánico será mencionado como cemento portland. Deberemos recordar que antes de 1991 se esperaba que los cementos portland fueran "puros", o sea, sin la presencia de adiciones menores distintas al yeso o facilitadores de la molienda.

Un cemento que se componga de cemento portland y uno o más materiales inorgánicos será llamado cemento mezclado. Este término se acerca al usado en la norma ASTM 1157-94a. Como la ASTM, usamos el término "mezclado" para incluir tanto los resultados de mezclar los polvos separados como de entremoler los materiales de base, p. ej. clínker de cemento portland y escoria de alto horno granulada y molida (véase página 79).

Se tiene alguna dificultad en escoger el término para los componentes que forman un cemento mezclado. Los términos "constituyente" y "componente" corren el riesgo de confusión con los compuestos químicos del cemento portland. Lo que todos los materiales, con los cuales estamos interesados, tienen en común es que en las palabras de la norma ASTM C 1157-94a, "contribuyen a las propiedades de ganancia de resistencia del cemento". En el hecho real, algunos de estos materiales son cementos en sí mismos, algunos tienen propiedades cementantes latentes, sin embargo otros contribuyen a la resistencia del concreto principalmente a través de su comportamiento físico. Se propone, por tanto, referirse a todos estos materiales como materiales cementantes. Los puristas podrían criticar esta elección, pero al final tiene los méritos importantes de simplicidad y claridad.

Los materiales cementantes individuales se estudiarán más tarde en este capítulo pero, por conveniencia, la Tabla 2.1 describe sus propiedades importantes; se puede ver que no hay divisiones con clara separación con respecto a propie-

Tabla 2.1 Naturaleza cementante de materiales en cementos mezclados

Material	Naturaleza cementante
Clinker de cemento portland	Plenamente cementante (hidráulico)
Escoria de alto horno granulada y molida (ggbs)	Hidráulica latente, hidráulica algunas veces
Puzolana natural (clase N)	Hidráulica latente con cemento portland
Ceniza volante sílicea (pfa) (clase F)	Hidráulica latente con cemento portland
Ceniza volante de alta cal (Clase C)	Hidráulica latente con cemento portland pero también ligeramente hidráulica
Humo de sílice	Hidráulica latente con cemento portland pero pesadamente física en acción
Relleno calcáreo	Física en acción pero con acción hidráulica latente ligera con cemento portland
Otros rellenos	Químicamente inerte, física sólo en acción

dades hidráulicas, o sea, verdaderamente propiedades cementantes.

Como ya se mencionó, todos los materiales cementantes, que se acaban de definir, tienen una propiedad en común: ellos son al menos tan finos como las partículas de cemento portland, y algunas veces mucho más finos. Sus otras características, sin embargo son distintas. Esto se aplica a su origen, su composición química, y características físicas de tales como textura superficial o peso específico.

Hay muchas maneras de preparar un cemento mezclado. Una manera es entremoler los otros materiales cementantes con el clinker de cemento para producir un cemento mezclado integral. La segunda manera es para mezclar verdaderamente dos o, raramente, tres materiales en su forma final. De manera alterna, el cemento portland y uno o más materiales cementantes se pueden introducir en la mezcladora de concreto por separado, pero en forma simultánea, o lo más simultáneo posible.

Además, las cantidades relativas de cemento portland y de otros materiales cementantes en la mezcla de concreto varían ampliamente: algunas veces la proporción de los otros materiales cementantes es baja, en otras mezclas constituyen una proporción significativa, hasta una parte mayoritaria, del cemento mezclado.

Así en este libro, el término material cementante y se usará para todo el material en polvo diferente de aquel que forma las partículas más finas de agregado, siempre que uno de los materiales en polvo sea cemento. Con muy pocas excepciones consideradas en las páginas 56 y 63, el cemento es cemento portland. Así, el material cementante puede ser cemento portland solo o puede comprender cemento portland y uno o más de otros materiales cementantes.

Un material cementante dado puede ser hidráulico en naturaleza, o sea, puede experimentar hidratación por sí mismo y contribuir a la resistencia del concreto. En forma alterna, puede tener propiedades hidráulicas latentes, o sea, puede exhibir actividad hidráulica y en consecuencia reacción química con algunos otros compuestos, tales como los productos de hidratación de cemento portland los cuales coexisten en la mezcla. Todavía una tercera posibilidad es para que el material cementante muy inerte químicamente y tenga un efecto catalítico sobre la hidratación de otros materiales, p. ej., por medio de fomentar la nucleación y densificación de la pasta de cemento, o para tener un efecto físico sobre las propiedades del concreto fresco. Los materiales dentro de esta categoría se llaman rellenos. Los rellenos se estudian en la página 61.

Para el beneficio de los lectores americanos, se deberá mencionar que el término “aditivos minerales”, usado por el

American Concrete Institute para describir los materiales suplementarios no hidráulicos, no se usará en este libro. La palabra “aditivo” da la idea de un componente menor algo agregado a la mezcla principal, y sin embargo, como ya se mencionó, algunos de los materiales ‘suplementarios’ están presentes en grandes proporciones.

Las diferentes categorías de materiales cementantes se estudiarán después en este capítulo. Sus usos más específicos y su influencia detallada sobre las propiedades del concreto se tomarán en consideración, según sea apropiado, a través de todo el libro.

Diferentes cementos

En la sección precedente, analizamos materiales cementantes sobre la base de su amplia composición y de su clasificación racional. Para propósitos prácticos de selección de un cemento portland apropiado o de un cemento mezclado, es útil considerar una clasificación con base sobre la propiedad física o química que es importante, tal como una rápida ganancia de resistencia, baja rapidez de evolución del calor de hidratación, o resistencia al ataque de sulfatos.

Para facilitar el estudio, en la Tabla 2.2 se da una lista de diferentes cementos portland, con otros materiales cementantes o sin ellos, junto con la descripción americana de acuerdo con las normas ASTM C 150-94, C 595-94a, en donde estén disponibles. Los primeros límites de composición de la ASTM para algunos de estos cementos ya se han

Tabla 2.2 Tipos Principales de cemento portland

Descripción Británica Tradicional	Descripción de ASTM
portland ordinario	Tipo I
portland de endurecimiento rápido	Tipo III
portland de endurecimiento extra rápido	
portland de resistencia temprana ultra alta	Fraguado regulado*
portland de bajo calor	Tipo IV
cemento modificado	Tipo II
portland resistente a sulfatos	Tipo V
escoria de alto horno portland	{ Tipo IS Tipo I (SM)
portland blanco	
portland puzolana	{ Tipo I P Tipo I (PM)
cemento de escoria	Tipo S

Nota: Todos los cementos Americanos excepto los Tipos IV y V están también disponibles con un agente inclusor de aire entremolido, y entonces se denotan con la letra A, p. ej., Tipo IA.

*No es una descripción de ASTM

Tabla 2.3 Valores típicos de la composición de compuestos de cementos portland de diferentes tipos ^{2,34}

Cemento	Valor	Composición del compuesto, por ciento							Pérdida de Ignición	Número de muestras
		C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	CaSO ₄	CaO Libre	MgO		
Tipo I	Max.	67	31	14	12	3.4	1.5	3.8	2.3	21
	Mín.	42	8	5	6	2.6	0.0	0.7	0.6	
	Medio	49	25	12	8	2.9	0.8	2.4	1.2	
Tipo II	Max.	55	39	8	16	3.4	1.8	4.4	2.0	28
	Mín.	37	19	4	6	2.1	0.1	1.5	0.5	
	Medio	46	29	6	12	2.8	0.6	3.0	1.0	
Tipo III	Max.	70	38	17	10	4.6	4.2	4.8	2.7	5
	Mín.	34	0	7	6	2.2	0.1	1.0	1.1	
	Medio	56	15	12	8	3.9	1.3	2.6	1.9	
Tipo IV	Max.	44	57	7	18	3.5	0.9	4.1	1.9	16
	Mín.	21	34	3	6	2.6	0.0	1.0	0.6	
	Medio	30	46	5	13	2.9	0.3	2.7	1.0	
Tipo V	Max.	54	49	5	15	3.9	0.6	2.3	1.2	22
	Mín.	35	24	1	6	2.4	0.1	0.7	0.8	
	Medio	43	36	4	12	2.7	0.4	1.6	1.0	

enlistado (en la Tabla 1.9) y los valores históricos comunes de composición de compuestos están dados en la Tabla 2.3^{2,34}

La unificación de normas dentro de la Unión Europea, que incluye también algunos otros países Europeos, ha incluido a la primera norma común para cemento publicada por el Comité Europeo para Normalización a saber. La norma ENV 197-1:1992 "Cemento - criterios para composición,

especificaciones y conformidades; Parte 1: Cementos comunes". En la Tabla 2.4 se da una versión simplificada de la clasificación usada en esa norma.

Muchos de los cementos se han desarrollado para asegurar buena durabilidad del concreto sujeto a una variedad de condiciones. Sin embargo, no ha sido posible encontrar en la composición del cemento una respuesta completa al problema de durabilidad del concreto: las principales propie-

Figura 2.1 Desarrollo de resistencia de concretos que contienen 335 kg/m³ de cemento y hechos con cementos de diferentes tipos ^{2,1}

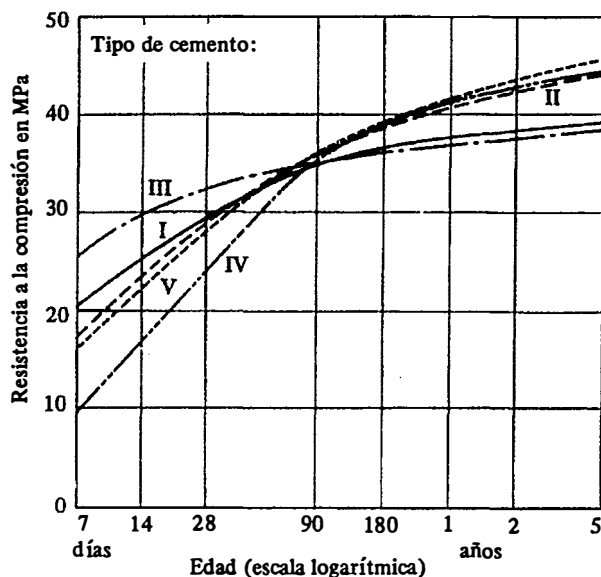


Tabla 2.4 Clasificación de los principales cementos de acuerdo con la norma europea ENV 197-1:1992

Tipo*	Designación	Masa como porcentaje de la masa del material cementante [†]			
		Clinker de cemento portland	Puzolana o ceniza volante [‡]	Humo de sílice	ggb [§]
I	portland	95-100	-	-	-
II/A	Escoria portland	80-94	-	-	6-20
II/B		65-79	-	-	21-35
II/A	portland puzolana ó	80-94	6-20	-	-
II/B	ceniza volante portland	65-79	21-35	-	-
II/A	portland humo de sílice	90-94	-	6-10	-
II/A	portland compuesto	80-94		← 6-20 →	
II/B		65-79		← 21-35 →	
III/A	alto horno	35-64	-	-	36-65
III/B		20-34	-	-	66-80
III/C		5-19	-	-	81-95
IV/A	puzolánico	65-89	← 11-35 →		-
IV/B		45-64	← 36-55 →		-

*Una letra adicional describe la naturaleza del segundo material cementante.

[†] Excluye del relleno permitido hasta 5 por ciento.

[‡] Diferente de ceniza volante o de humo de sílice.

[§] Escoria de alto horno granulada y molida.

dades mecánicas del concreto endurecido, tales como resistencia, contracción, permeabilidad, resistencia a la acción de la intemperie, y flujo plástico, también son afectadas por factores ajenos a la composición del cemento, aunque ésta determina en alto grado la rapidez de ganancia de resistencia.^{2,2} La figura 2.1 muestra la rapidez de desarrollo de resistencia de concretos hechos con cementos de tipos diferentes: mientras que la rapidez varía considerablemente, hay poca diferencia en la resistencia a 90 días de cementos de todos tipos; ^{2,1} en algunos casos; p. ej., la figura 2.2. las diferencias sean mayores.^{2,4} La tendencia general es para que los cementos con una baja rapidez de endurecimiento tengan un resistencia última ligeramente superior. La figura 2.1, por ejemplo, muestra que al cemento de Tipo IV que tiene la más baja resistencia a 28 días pero que desarrolla la segunda resistencia más alta a la edad de 5 años. Una comparación en las figuras 2.1 y 2.2 ejemplifica el hecho de que las diferencias entre tipos de cementos no están cuantificadas con facilidad.

Todavía con referencia a la figura 2.2. deberemos notar que la regresión de resistencia del concreto hecha con cementos de Tipo II no es característico de este tipo de cemento. El patrón de resistencia temprana baja y tardía alta concuerda con la influencia del "sistema" inicial del cemento endurecido sobre el desarrollo de resistencia final: cuanto más len-

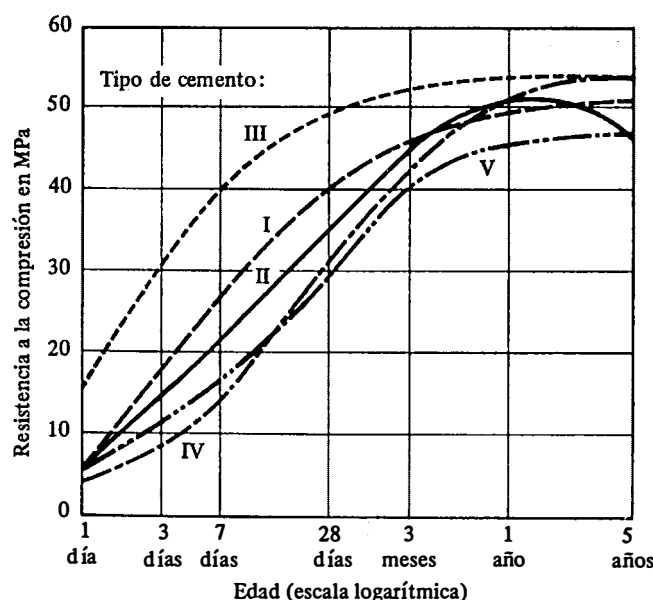
tamente se establece el sistema tanto más denso es el gel y tanto mayor es la resistencia última. A pesar de eso, las diferencias importantes de las propiedades físicas importantes de cementos de tipos diferentes solamente se encuentran en las etapas iniciales de hidratación: ^{2,3} en pastas bien hidratadas, las diferencias son sólo menores.

La división de cementos en la forma de tipos diferentes es una amplia clasificación funcional, y algunas veces puede haber diferencias amplias entre cementos del mismo tipo nominalmente. Por otro lado no hay discontinuidades tan grandes en las propiedades de diferentes tipos de cementos, y muchos cementos se pueden clasificar como más de un tipo.

La obtención de alguna propiedad especial de cemento puede conducir a características indeseables en otro aspecto. Por eso, puede ser necesario un equilibrio de requisitos, y también se debe considerar el aspecto económico de fabricación. El cemento de Tipo II es uno que satisface varias necesidades.

Los métodos de fabricación, a través de los años, se han mejorado constantemente, y ha habido un continuo desarrollo de cementos para servir propósitos diferentes con un cambio correspondiente de especificaciones. Por otro lado, algunos de los cambios resultaron ser desventajosos cuando

Figura 2.2 Desarrollo de la resistencia de concretos con una relación agua/cemento de 0.49 hechos con cementos de diferentes tipos^{2,4}



no se acompañaron con un cambio en la práctica del concreto; esto se analiza en la página 229.

Cemento portland común

Este es con mucho el cemento en uso más común: casi el 90 por ciento de todo el cemento usado en los Estados Unidos (producción total, en 1995, de casi 75 millones de toneladas por año; un porcentaje similar en el Reino Unido (11 millones de toneladas por año en 1995) es del tipo común. Puede ser interesante señalar que en 1995 el consumo anual en el Reino Unido fue equivalente a 218 kg por habitante; la cifra correspondiente para los Estados Unidos fue de 336 kg. El nivel supremo de consumo en 1995 fue, al considerar los países más grandes, en Portugal 799, en Japón 664 y en España 647 kg por habitante.

El cemento portland común (Tipo I) es admirablemente adecuado para la construcción general de concreto cuando no hay exposición a sulfatos en suelos ó aguas freáticas. La especificación para estos cementos está dada en la Norma Europea ENV 197-1:1992. Al quedarse con la tendencia moderna hacia especificaciones orientadas al funcionamiento, poco se deja acerca de la composición química del cemento, en términos de compuestos o de óxidos. Realmente, la norma sólo requiere que esté hecho desde el 95 al 100 por ciento de clinker de cemento portland y 0 a 5 por ciento de constituyentes menores adicionales, todo por masa, siendo los porcentajes aquellos de la masa total excepto sulfato de calcio y aditivos de manufactura tales como ayudas para molienda.

La limitación sobre la composición de clinker es que no menos de dos tercios de su masa esté compuesta de C_3S y C_2S tomados juntos, y que la proporción de CaO respecto a SiO_2 también por masa, no sea menos de 2.0. El contenido de MgO se limita a un máximo de 5.0 por ciento.

Los constituyentes menores adicionales, mencionados, son uno o más de los otros materiales cementantes (véase página 44) o un relleno. Un relleno se define como cualquier material mineral natural o inorgánico diferente de un material cementante. Un ejemplo de un relleno es un material calcáreo el cual, por causa de su distribución de partículas, mejora las propiedades físicas del cemento, por ejemplo, trabajabilidad o retención de agua. Los rellenos se analizarán más plenamente en la página 61.

Así la norma ENV 197-1:1992 no contiene requisitos detallados acerca de las proporciones de los diversos óxidos de clinker que fueron incluidos en las versiones previas de las Normas Británicas. Ya que algunos de esos requerimientos todavía están en uso en muchos países, es útil mencionar el factor de saturación de cal el cual deba no ser mayor de 1.02 ni menor que 0.66. Para cemento, el factor se define como:

$$\frac{1.0(CaO) - 0.7(SO_3)}{2.8(SiO_2) + 1.2(Al_2O_3) + 0.65(Fe_2O_3)}$$

en donde cada término dentro de paréntesis denota el porcentaje por masa del compuesto dado presente en el cemento.

El límite superior del factor de saturación de cal asegura que la cantidad de cal no sea tan alta que como resultado aparezca cal libre a la temperatura de calcinación en equilibrio con el líquido presente. La falta de sanidad del cemento

causada por cal libre se estudió en el capítulo anterior, y es verdaderamente controlada por la prueba de Le Chatelier. Un factor de saturación de cal demasiado bajo haría difícil la calcinación en el horno y la proporción de C₃S en el clínker sería demasiado baja para el desarrollo de resistencia temprana.

Los métodos de análisis químico del cemento están prescritos en la Norma Europea EN 196-2:1987.

Ya que la Norma Británica BS 12:1991 todavía está en uso, se deberá mencionar que limita la expansión en la prueba de Le Chatelier, determinada de acuerdo con la norma EN 196-3: 1987 a no más que 10 mm. Los requisitos adicionales de la norma BS 12:1991 son: el contenido de SO₃ de no más de 3.5 por ciento; y el contenido de cloruro de no más de 0.10 por ciento. Los límites sobre el residuo insoluble y la pérdida por ignición están establecidos.

La Norma Británica BS 12:1991 clasifica los cementos portland de acuerdo con la resistencia a la compresión, como se muestra en la Tabla 2-5.

Tabla 2.5 requerimientos de resistencia a la compresión del cemento de acuerdo con la norma BS 12: 1991

Clase	Resistencia mínima MPa a la edad de			Resistencia máxima, MPa a la edad de 28 días
	2 días	7 días	28 días	
32.5 N	-	16	32.5	52.5
32.5 R	10	-		
42.5 N	10	-	42.5	62.5
42.5 R	20			
52.5 N	20	—	52.5	-
62.5 N	20	-	62.5	-

La resistencia mínima a los 28 días en MPa da el nombre de las clases: 32.5, 42.5 y 62.5. Las resistencias de 28 días de las dos clases inferiores son prescritas por un rango, esto es, cada clase de cemento tiene un valor máximo de resistencia además de un mínimo. Por otra parte, los cementos de clases 32.5 y 42.5 se subdividen cada uno en dos subclases, una con una resistencia temprana ordinaria, la otra con una alta resistencia temprana- Las dos subclases de alta resistencia temprana, denotadas con la letra R. son cementos de endurecimiento rápido, y se van a considerar en la sección siguiente.

La ventaja de prescribir los cementos de clases 32-5 y 42.5 por un rango de resistencia de 20 MPa es que durante la construcción, se evitan amplias variaciones en resistencia,

especialmente hacia abajo. Además, y quizás en forma más importante, una resistencia excesivamente alta a la edad de 28 días permitiría, como fue el caso de la década de 1970 y 1980 que se lograra una resistencia especificada del concreto a un contenido de cemento indebidamente bajo. Este tema se considera más plenamente en la página 229.

Cemento portland de endurecimiento rápido

Este cemento comprende las subclases de cemento portland de 32.5 y 42.5 MPa que se prescriben en la norma BS 12:1991. El cemento portland de endurecimiento rápido (Tipo III), como su nombre lo indica, desarrolla resistencia más rápidamente, y se deberá, por tanto, describir correctamente como cemento de alta resistencia temprana. La razón de endurecimiento no se deberá confundir con la razón de fraguado, en efecto, los cementos comunes y los de endurecimiento rápido tienen tiempos de fraguado similares, prescritos por la norma BS 12:1991 como un tiempo de fraguado inicial de no menos de 45 minutos. El tiempo de fraguado final ya no es prescrito.

La rapidez de aumento de ganancia de resistencia del cemento portland de endurecimiento rápido se logra con un contenido más alto de C₃S (más alto que 55 por ciento, pero algunas veces tan alto como 70 por ciento) y por una molienda más fina del clínker de cemento. La Norma Británica BS 12:1991, a diferencia de versiones anteriores de la norma BS 12, no prescribe la finura de cemento, ya sea ordinario o de endurecimiento rápido. Sin embargo, asegura un cemento portland opcional de finura controlada. El rango de finura es acordado entre el fabricante y el consumidor. Tal cemento es valioso en aplicaciones en donde hace más fácil remover agua de exceso del concreto durante la compactación pues la finura es más crítica que la resistencia a la compresión.

En la práctica, el cemento portland de endurecimiento rápido tiene una finura más alta que el cemento portland común. En forma típica, los cementos de Tipo III de la ASTM tienen una superficie específica medida por el método de Blaine, de 450 a 600 m²/kg. comparada con 300 a 400 m²/kg para el cemento de Tipo I. La finura más alta aumenta significativamente la resistencia a las 10 o 20 horas, persistiendo el aumento hasta aproximadamente los 28 días. En condiciones de curado húmedo, las resistencias se igualan a la edad de 2 a 3 meses, pero posteriormente la resistencia de los cementos de finura inferior sobrepasa a la resistencia de los cementos de finura alta. ^{2,9}

Este comportamiento no se deberá extrapolar para cementos con una finura muy alta, la cual aumenta la demanda de agua de la mezcla. En consecuencia, a un contenido dado de cemento y para una trabajabilidad dada, la relación de agua/cemento aumenta y compensa los beneficios de la finura más alta con respecto a resistencia temprana.

Los requisitos de sanidad y de propiedades químicas son iguales para cemento de endurecimiento rápido que para cemento portland común y en consecuencia, no necesitan repetirse.

El uso del cemento de endurecimiento rápido está indicado en donde se desea un rápido desarrollo de resistencia, p. ej., cuando la cimbra se va a remover temprano para nuevo uso, o en donde se quiere suficiente resistencia para construcción adicional tan pronto como sea práctico. El cemento de endurecimiento rápido no es mucho más caro que el cemento común representa un bajo porcentaje de todo el cemento fabricado en el Reino Unido y en los Estados Unidos. Sin embargo, ya que la rápida ganancia de resistencia significa una alta rapidez de desarrollo de calor, el cemento portland de endurecimiento rápido no se deberá usar en construcción masiva o en grandes secciones estructurales. Por otro lado, para construcción a bajas temperaturas el uso de cemento con alta rapidez de evolución de calor puede resultar en una protección satisfactoria contra daño temprano por congelación.

Cementos portland especiales de endurecimiento muy rápido

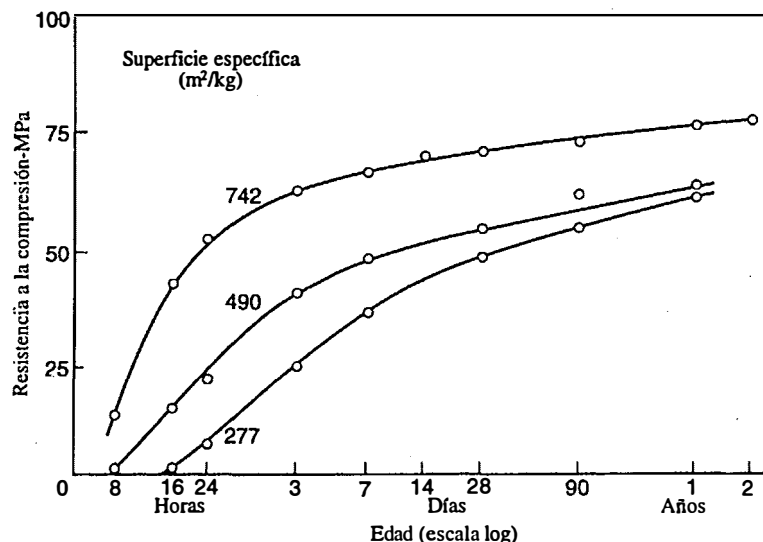
Existen cementos fabricados especialmente de endurecimiento rápido. Uno de estos, así llamado cemento de ultra

alta resistencia temprana. Este tipo de cemento no está normalizado sino más bien abastecido por fabricantes individuales de cemento. Generalmente, el desarrollo de resistencia rápida se realiza con moler el cemento hasta finuras muy altas: 700 a 900 m²/kg. Debido a esto, el contenido de yeso tiene que ser más alto (4 por ciento expresado como SO₃) que en los cementos que cumplen con la norma ENV 197-1:1992, pero en todos los otros cementos la resistencia ultra alta satisface los requisitos de la norma. Se puede observar que el alto contenido de yeso no tiene efecto adverso sobre la sanidad de largo plazo ya que el yeso se consume agota en las reacciones tempranas de hidratación.

El efecto de la finura del cemento sobre el desarrollo de resistencia se ejemplificada en la figura 2.3. Todos los cementos que se usaron en este estudio^{2,19} tenían el contenido de C₃S entre 45 y 48 por ciento, y el contenido de C₃A entre 14.3 y 14.9 por ciento.

El cemento de ultra alta resistencia temprana se fabrica por medio de la separación de los finos del cemento portland de endurecimiento rápido por elutriador de aire de ciclones. A causa de su alta finura, el cemento de ultra alta resistencia temprana tiene una baja densidad aparente y se deteriora rápidamente al exponerse. La rápida hidratación resulta por la finura, y en consecuencia lleva a una alta generación de calor y un rápido desarrollo de resistencia; por ejemplo, la resistencia a 3 días del cemento portland de endurecimiento rápido se alcanza en 16 horas, y la resistencia de 7 días en 24 horas.^{2,35} Sin embargo, hay poca ganancia en resistencia más allá de 28 días. Las resistencias típicas de concretos de 1:3 hechos con el cemento de ultra alta resistencia temprana están dadas en la Tabla 2.6. (La relación de 1:3 represen-

Figura 2.3 Incremento en la resistencia del concreto con una relación agua/cemento de 0.40 usando de cementos portland de superficie específica variable (determinada por el método de permeabilidad al aire)^{2,19}



ta la proporción de cemento respecto a los agregados por masa).

Tabla 2.6 Valores típicos de resistencia de un concreto de 1:3 hecho de cemento portland de ultra alta resistencia temprana ^{2,35}			
Edad	Resistencia a la compresión con una relación agua/cemento de: kg/cm ²		
	0.40	0.45	0.50
	MPa	MPa	MPa
8 horas	12	10	7
16 horas	33	26	22
24 horas	39	34	30
28 días	5	57	52
1 año	962	59	57

Se ha informado recientemente ^{2,12} sobre cementos de ultra alta resistencia temprana de tener un contenido muy alto de C₃S, 60 por ciento, y un contenido muy bajo de C₂S, 10 por ciento. El fraguado inicial ocurrió en 70 minutos pero el fraguado final ocurrió a los 95 minutos ^{2,21} Sin embargo, deberemos observar que, para las mismas proporciones de mezcla, el uso de cemento de ultra alta resistencia temprana da por resultado una baja trabajabilidad.

El cemento de ultra alta resistencia temprana se ha usado con buen éxito en varias estructuras en donde es de importancia el presfuerzo o la puesta en servicio en forma temprana. La contracción y el flujo plástico no son significativamente diferentes de aquellos obtenidos con otros cementos portland cuando las proporciones de mezcla son iguales, ^{2,36} en el caso de flujo plástico, la comparación se tiene que hacer sobre la base de la misma relación de esfuerzo/resistencia (véase la página 317).

Los cementos de ultra alta resistencia temprana, analizados hasta aquí no contienen aditivos integrales y son fundamentalmente de la variedad de sólo cemento portland. Existen también cementos con una composición de patente. Uno de estos es el así llamado cemento de fraguado regulado o cemento jet, desarrollado en los Estados Unidos. El cemento está compuesto esencialmente de una mezcla de cemento portland y fluoroaluminato de calcio (C₁₁A₇OaF₂) con un retardador apropiado (usualmente ácido crístico o sales de litio). El tiempo de fraguado del cemento puede variar entre 1 y 30 minutos (a menor desarrollo de resistencia menor el fraguado) y es controlado en la fabricación del cemento a medida que las materias primas son entremolidas y calcinadas juntas. La molienda es difícil a causa de diferencias de dureza de los ingredientes. ^{2,65}

El desarrollo de resistencia temprana se controla por el contenido de fluoroaluminato de calcio: cuando es de 5 por ciento, aproximadamente 6 MPa se puede alcanzar en una hora; una mezcla de 50 por ciento producirá 20 MPa al mismo tiempo o antes. Estos valores se basan en una mezcla con un contenido de cemento de 330 kg/m³. El desarrollo posterior de resistencia es similar a aquel del cemento portland de base pero a temperatura ambiente no hay virtualmente ganancia en resistencia entre 1 y 3 días.

Un cemento jet típico japonés ^{2,23} tiene una superficie específica Blaine de 590 m²/kg y una composición de óxidos (en porcentaje) como sigue:

CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SO ₃
59	14	11	2	11

A una relación agua cemento de 0.30, las resistencias a la compresión de 8 MPa se alcanzaron en 2 horas y 15 MPa se alcanzaron en 6 horas. ^{2,30} La contracción por secado de concreto ^{2,23} hecho con cemento de jet se encontró inferior que cuando se usó cemento portland al mismo contenido por metro cúbico de concreto. También, la permeabilidad a edades hasta de 7 días es mucho menor ^{2,23} Estas características son importantes cuando se usa cemento de fraguado regulado para reparaciones urgentes, para lo cual este cemento es particularmente apropiado en vista de su fraguado rápido y muy rápido desarrollo de resistencia temprana. Claramente, el procedimiento de mezclado debe ser apropiado. Cuando se requiere, se puede usar un aditivo retardante. El cemento de fraguado regulado es vulnerable al ataque de sulfatos por causa del alto contenido de aluminato de calcio. ^{2,37}

Existen otros cementos especiales de endurecimiento muy rápido. Estos se venden con nombres patentados o registrados y su composición no está revelada. Por estas razones, no sería apropiado o confiable estudiarlos en este libro. Sin embargo, para dar una indicación de lo que está disponible, al menos en algunos países, y para indicar el comportamiento de tales cementos, uno de éstos será analizado enseguida. Llamémosle Cemento X.

El cemento X es un cemento mezclado que contiene 65 por ciento de cemento portland con una finura Blaine de 500 m²/kg, aproximadamente 25 por ciento de ceniza volante de Clase C, y adiciones químicas funcionales no reveladas. Es probable que estas incluyan ácido cítrico, carbonato de potasio y un superfluidificante y sin cloruros. El cemento se usa típicamente, a un contenido de 450 kg por metro cúbico de concreto con una relación agua/cemento de aproximadamente 0.25. El tiempo de fraguado es de 30 minutos o más. Se asegura que el concreto se puede colocar a tempe-

raturas ligeramente abajo de la temperatura de congelación, pero el aislamiento del concreto es necesario para retener calor.

El desarrollo de resistencia de concreto hecho con Cemento X es muy rápido aproximadamente 20 MPa en cuatro horas. La resistencia a la compresión a los 28 días es aproximadamente 80 MPa. Se dice que el concreto tiene una buena resistencia al ataque de sulfatos y a congelación y descongelación sin aire incluido, este último se debe a la relación muy baja agua/cemento. Se dice también que la contracción es baja.

Estas características hacen al Cemento X apropiado para trabajo de reparación rápida, y posiblemente también para concreto prefabricado. Sin embargo, se deberá observar que el Cemento X tiene un contenido de álcali de aproximadamente 2.4 por ciento (expresado como sosa equivalente) y esto se deberá recordar cuando se pueden usar agregados reactivos con álcalis. A causa de su alta reactividad y finura, es esencial el almacenaje de este cemento en condiciones muy secas.

Cemento portland de calor bajo

La elevación en temperatura del interior de una gran masa de concreto por causa del desarrollo de calor de hidratación del cemento, acoplada con una baja conductividad térmica del concreto, puede conducir a agrietamientos serios (véase la página 273). Por esta razón, es necesario limitar la rapidez de evolución de calor del cemento usado en este tipo de estructuras: se puede disipar entonces una mayor proporción del calor y se tiene como resultado una menor elevación de temperatura.

Un cemento con bajo desarrollo de calor se produjo para usarse en grandes presas de gravedad en los Estados Unidos, y se conoce como cemento portland de bajo calor de hidratación (tipo IV). Sin embargo, actualmente, el cemento portland de Tipo IV no se produce en los Estados Unidos.

En el Reino Unido, el cemento portland de bajo calor es cubierto por la norma BS 1370:1979 que limita el calor de hidratación 250 J/g (60 cal/g) a la edad de 7 días, y 290 J/g (70 cal/g) a los 28 días.

El límite de contenido de cal del cemento portland de bajo calor, después de la corrección en cuanto a la cal combinada con SO_3 son:

$$\frac{\text{CaO}}{2.4(\text{SiO}_2) + 1.2(\text{Al}_2\text{O}_3) + 0.65(\text{Fe}_2\text{O}_3)} \leq 1$$

y

$$\frac{\text{CaO}}{1.9(\text{SiO}_2) + 1.2(\text{Al}_2\text{O}_3) + 0.65(\text{Fe}_2\text{O}_3)} \geq 1$$

El contenido más bajo de los compuestos que se hidratan en forma más rápida, C_3S y C_3A , da por resultado un desarrollo más lento de resistencia del cemento de bajo calor comparado con el cemento portland normal, pero no se afecta la resistencia última. En todo caso, para asegurar un aumento de ganancia de resistencia, la superficie específica del cemento no debe ser menor de 320 m^2/kg . No existe una clasificación de cemento portland de bajo calor en la Norma Europea ENV 197:1992.

En los Estados Unidos el cemento portland-puzolana Tipo P se puede especificar como una variedad de bajo calor; el cemento portland-puzolana del Tipo IP puede requerir tener calor moderado de hidratación, que se denota con el sufijo MH. La norma C595-94a de la ASTM trata de estos cementos.

En algunas aplicaciones, una resistencia temprana muy baja puede significar una desventaja, y por esta razón un cemento (Tipo II) modificado se fabricó en los Estados Unidos. Este cemento modificado combina con buen éxito una rapidez un poco superior de desarrollo de calor que aquel del cemento de bajo calor con una rapidez de resistencia similar a la del cemento portland normal. El cemento modificado se recomienda para usarse en estructuras en donde es deseable una generación de calor moderadamente baja o donde puede ocurrir ataque moderado de sulfatos. Este cemento se usa mucho en los Estados Unidos.

El cemento modificado, al que se le llama cemento de Tipo II, y el cemento de calor bajo (Tipo IV) son cubiertos por la norma ASTM C 150-94.

Como se mencionó, el cemento de Tipo IV no se ha usado en los Estados Unidos por algún tiempo, y el problema de evitar excesiva generación de calor a causa de la hidratación de cemento se suele resolver por otros medios. Estos incluyen el uso de ceniza volante o puzolana y un contenido muy bajo de cemento. El cemento usado puede ser cemento de Tipo II con un calor de hidratación de 290 J/g (70 cal/g) en 7 días (ofrecido como una opción en la norma ASTM C 150-94), que se compara con 250 J/g (60 cal/g) para el cemento de Tipo IV.

Cemento resistente a sulfatos

Al analizar las reacciones de hidratación del cemento y especialmente el proceso de fraguado, se hizo mención de la reacción entre C_3A y yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) y de la formación siguiente de sulfoaluminato de calcio. En el cemento endurecido, el hidrato de aluminato de calcio puede reaccionar

en forma similar con una sal de sulfato derivada del exterior del concreto: el producto de adición es sulfoaluminato de calcio, que se forma dentro del sistema de pasta hidratada de cemento. La desintegración gradual del concreto resulta porque el aumento en el volumen de la fase sólida es de 227 por ciento. Un segundo tipo de reacción es el cambio de base entre el hidróxido de calcio y los sulfatos, que da por resultado la formación de yeso con un aumento de 124 por ciento en el volumen de la fase sólida.

Estas reacciones son conocidas como ataque de sulfatos. Las sales particularmente activas son de sulfato de magnesio y sulfato de sodio. El ataque de sulfatos es acelera en forma importante si es acompañado por humedecimiento y secado alternos.

El remedio descansa en el uso de cemento de bajo contenido de C_3A , y ese cemento se conoce como cemento portland resistente a sulfatos. Para este cemento, la Norma Británica BS 4027:1991 estipula un máximo contenido de C_3A de 3.5 por ciento. El contenido de SO_3 se limita al 2.5 por ciento. En otros aspectos, el cemento resistente a sulfatos es similar al cemento portland común pero no es considerado separadamente en la norma ENV 197-1:1992. En los Estados Unidos el cemento resistente a sulfatos es conocido como cemento de Tipo V y lo abarca la norma ASTM C 150-94. Esta especificación limita el contenido de C_3A al 5 por ciento, y restringe también la suma del contenido de C_4AF más dos veces el contenido de C_3A al 25 por ciento. Se limita al 6 por ciento el contenido de magnesio.

No está completamente claro el papel del C_4AF . Desde el punto de vista químico, se esperaría que el C_4AF formara sulfoaluminato de calcio, además de sulfoferrita de calcio, y así causará la expansión, pero parece que la acción del sulfato de calcio sobre del cemento hidratado es tanto menor cuanto más baja es la relación de $Al_2O_3:Fe_2O_3$. Se forman algunas soluciones sólidas y ellas están expuestas al ataque comparativamente menor. La ferrita tetracálcica es todavía más resistente, y puede formar una película protectora sobre de algún aluminato de calcio libre.^{2,6}

Con frecuencia no es factible reducir el contenido de Al_2O_3 del material crudo, Fe_2O_3 se puede agregar a la mezcla para que el contenido de C_4AF aumente a costa de C_3A .^{2,7}

Un ejemplo de un cemento con una muy baja relación de $Al_2O_3:Fe_2O_3$ está en el cemento de ferrari, en cuya fabricación el óxido de hierro reemplaza parte de la arcilla. En Alemania, se produce un cemento similar con el nombre de cemento Erz. El nombre de cemento de óxido de hierro se usa también para este tipo de cemento.

El bajo contenido de C_3A y el comparativamente bajo contenido de C_4AF del cemento resistente a sulfatos quieren de-

cir que tiene un alto contenido de silicatos y esto le da al cemento una alta resistencia, pero la resistencia temprana es baja porque C_2S representa una alta proporción de los silicatos. El calor desarrollado por el cemento resistente a sulfatos no es mucho más alto que el del cemento de bajo calor. Se podría arguir por esto que el cemento resistente a sulfatos teóricamente un cemento ideal pero, por causa de los requisitos especiales en cuanto a las materias primas usados en su fabricación, el cemento resistente a sulfatos no se puede hacer generalmente y en forma económica.

Se deberá observar que el uso del cemento resistente a sulfatos puede ser desventajoso cuando hay un riesgo de la presencia de iones de cloruro en el concreto que contiene refuerzo de acero u otro acero embebido. La razón para esto es que el C_3A se adhiere a iones de cloruro, lo que forma cloroaluminato de calcio. En consecuencia, estos iones no están disponibles para iniciación de corrosión del acero. Este tema se estudia en la página 397.

En la norma BS 4027:1991, se hace provisión para un cemento resistente a sulfatos y bajo en álcalis. A este respecto, vale la pena observar que un bajo contenido de álcalis es benéfico respecto al ataque de sulfatos, sin hacer caso del contenido de C_3A del cemento. La razón para esto es que un contenido bajo de álcalis reduce la disponibilidad temprana de los iones de sulfato para reacción con el C_3A ;^{2,12} no se sabe si este efecto persiste por un largo tiempo.

Cemento y pigmentos blancos

Para los propósitos de arquitectura, se requiere algunas veces el concreto blanco o un color pastel. Para obtener los mejores resultados es aconsejable usar cemento blanco con, por supuesto, un agregado fino apropiado y, si la superficie se va a tratar, también un agregado grueso apropiado. El cemento blanco tiene también la ventaja de que no causa manchas pues tiene un contenido bajo de álcalis solubles.

El cemento portland blanco se hace a partir de materias primas que contienen muy poco óxido de hierro, menor al 0.3 por ciento por masa de clinker y de óxido de manganeso. Se usa generalmente la arcilla de porcelana, junto con yeso o piedra caliza, libre de impurezas especificadas. Se usa petróleo o gas como combustible en el horno para evitar contaminación con ceniza de carbón. Puesto que el hierro actúa como un fundente en calcinación, su ausencia requiere temperaturas de horno más altas (hasta 1650 °C) pero algunas veces se agrega criolita (fluoruro aluminosódico) como un fundente.

También, se tiene que evitar contaminación del cemento con hierro durante la molienda del clinker. Por esta razón,

en lugar del molino de bolas usual, se prefieren en la mollienda ineficiente en fragmentos de pedernal o las costosas bolas de aleación de níquel y molibdeno, en un molino forrado de piedra o de material cerámico. El costo es así más alto, y esto, acoplado con las materias primas más costosas, hace al cemento blanco bastante caro (como tres veces el precio del cemento portland común).

Por esta causa, el concreto de cemento blanco se usa con frecuencia en la forma de revestimiento colocado contra una base de concreto común, pero es necesario un gran cuidado para asegurar plena adherencia entre los dos concretos. Para obtener buen color, generalmente se usa concreto blanco de proporciones de mezcla rica, con una relación agua/cemento no mayor que 0.4. En algunos casos, es posible que se pueda ahorrar por medio de un reemplazo parte del cemento blanco por escoria de alto horno, la que tiene un color muy claro.

Hablando estrictamente el cemento blanco tiene un débil matiz verde o amarillo, lo que depende de las impurezas; los principales responsables de la coloración ligera de verde, verde azulado, y amarillo son, respectivamente, los vestigios de cromo, manganeso, y fierro.^{2,20}

Tabla 2.7 Composición típica de los compuestos de cemento portland Blanco

Compuesto	Contenido, por ciento
C ₃ S	51
C ₂ S	26
C ₃ A	11
C ₄ AF	1
SO ₃	2.6
Alcalis	0.25

Una composición típica de cemento portland blanco está dada en la Tabla 2.7 pero los contenidos de C₃S y C₂S pueden variar ampliamente. El cemento blanco tiene un peso específico ligeramente menor que el cemento portland común, generalmente entre 3.05 y 3.10. Usualmente es molido a una finura de 400 a 450 kg/m² pues la brillantez del color blanco aumenta con la finura del cemento. La resistencia del cemento portland blanco es usualmente un poco menor que la del cemento portland común, pero el cemento blanco satisface sin embargo los requisitos de la norma BS 12: 1991.

Se hace también cemento blanco de alta alúmina; esto está considerado en la página 71.

Cuando se requiere un color pastel, se puede usar concreto blanco como una base para pintura. En forma alterna, se

pueden agregar pigmentos a la mezcladora esos son polvos de finura similar a la del cemento o mayor que la del cemento. Está disponible una amplia variedad de colores por ejemplo, los óxidos de fierro pueden producir colores amarillo, rojo, castaño y negro; el óxido de cromo produce color verde, y el dióxido de titanio produce color blanco.^{2,38} Es esencial que los pigmentos no afecten adversamente el desarrollo de resistencia del cemento ni la inclusión de aire. Por ejemplo, el negro de humo; el cual es extremadamente fino, aumenta la demanda de agua y reduce el contenido de aire de la mezcla. Por esta razón, algunos pigmentos se venden en los Estados Unidos con un agente intermolido inclusor de aire; es esencial, por supuesto estar informado de esto en la etapa de hacer las proporciones de mezcla.

La mezcla de concreto con pigmentos no es común pues es un poco difícil mantener un color uniforme en el concreto resultante. Una mejora en la dispersión del pigmento puede obtenerse usando de superfluidificantes.^{2,42} Sin embargo, es esencial verificar la compatibilidad de cualquier pigmento con los aditivos que se proponen usar. Cuando la mezcla contiene humo de sílice, el pigmento de color claro puede no funcionar por causa de la extrema finura de la humo de sílice el cual ejerce un efecto de cubrimiento.

Los requisitos para pigmentos son dados en la norma BS 1014:1975 (confirmada en 1992). La especificación americana ASTM C979-82 (reaprobada en 1993) abarca pigmentos con color y blancos se dan algunos requisitos químicos.

También, se requiere que la resistencia a la compresión de 28 días no sea menos que el 90 por ciento de una mezcla de control libre de pigmentos, y se requiere que la demanda de agua no sea más que el 110 por ciento de la mezcla de control. El tiempo de fraguado no debe ser afectado indebidamente por el pigmento. Es esencial que el pigmento sea insoluble y que la luz no le afecte.

Una mejor manera de obtener un concreto con color uniforme y durable es usar cemento con color. Éste está compuesto de cemento blanco intermolido con 2 a 10 por ciento de pigmento, usualmente un óxido inorgánico.

Los fabricantes de este producto bastante especializado establecen las especificaciones para el uso de este tipo de cemento. Se deberán usar mezclas ligeramente más ricas que lo usual, pues el pigmento no es cementante. Lynisdale y Cabrera repasan el uso de concreto con color.^{2,38}

Para adoquines de pavimentación, un espolvoreo en seco de una mezcla de pigmento cemento, y agregado muy fino se aplica algunas veces antes del acabado.

Cemento portland de alto horno

Los cementos de este nombre se componen de una mezcla íntima de cemento portland y de escoria de alto horno granulada y molida. Esta escoria es un producto de desperdicio de la fabricación de hierro en lingote, siendo producidos como 300 kg de escoria por cada tonelada de hierro en lingote. Químicamente la escoria es una mezcla de cal, sílice, y alúmina, o sea, los mismos óxidos que componen el cemento portland pero no en las mismas proporciones. Hay en existencia, también, escorias no ferrosas, su uso en el concreto puede llegar a ser desarrollado en el futuro.^{2.39}

La escoria de alto horno varía en forma importante en composición y en estructura física lo que depende de los procesos usados y del método de enfriamiento de la escoria. Para utilizarla en la fabricación de cemento de alto horno, la escoria se tiene que enfriar repentinamente de manera que se solidifique como vidrio, siendo impedida la cristalización en forma importante. Este rápido enfriamiento con agua da también por resultado la fragmentación del material para quedar en forma granulada. También se puede usar la formación de bolitas de escoria, que requiere menos agua.

La escoria puede hacer un material cementante de diferentes maneras. Primero, puede utilizarse junto con piedra caliza como una materia prima para la fabricación convencional de cemento portland en el proceso seco. El clinker a base de estos materiales es utilizado con frecuencia (junto con la escoria) en la fabricación de cemento portland de alto horno. Este uso de la escoria, que no necesita estar en forma de vidrio, es económicamente ventajoso porque la cal está presente en la forma de CaO así que no se necesita la energía para lograr descarbonatación (vea página 2).

En segundo lugar, la escoria de alto horno granulada, molida hasta una finura apropiada, se puede usar sola, pero en la presencia de un activador o iniciador de álcalis, como un material cementante; en otras palabras, escoria de alto horno granulada y molida, abreviada como ggbs (siglas en inglés) es un material hidráulico.^{2.41} Se usa como tal en mortero para mampostería y en otro tipo de construcción, pero el uso de ggbs sola está fuera del alcance de este libro.

El tercer uso, y en casi todos los países con mucho el mayor, de la ggbs está en el cemento portland de alto horno, que se definió al principiar el primer párrafo de esta sección. Este tipo de cemento se puede producir o por entremoler clinker de cemento portland y escoria de alto horno granulada y seca (junto con yeso) o por mezclado seco polvo de cemento portland y ggbs. Ambos métodos se usan con buen éxito, pero se deberá observar que la escoria es más dura que el clinker, y esto se deberá tener en cuenta en el proceso de

molienda. La molienda separada de escoria granulada da por resultado una textura superficial más lisa, lo cual es de beneficio para la trabajabilidad.^{2.45}

Otra solución es alimentar escoria de alto horno granulada molida en seco al mismo tiempo que el cemento portland: el concreto de cemento portland de alto horno es fabricado in situ. Este procedimiento es cubierto por la norma BS 5328:Parte 1:1991.

Un desarrollo belga es el proceso Trief en el cual la escoria granulada molida húmeda se alimenta en la forma de un lechada directa dentro de la mezcladora de concreto, junto con cemento portland y agregado. Se evita así el costo de secar la escoria, y la molienda en el estado húmedo da por resultado mayor finura de la que se obtendría con la molienda seca para el mismo consumo de energía.

No hay requisitos detallados para el contenido de óxidos de la ggbs que se va a usar en el concreto, pero las escorias con los porcentajes siguientes son conocidas de ser satisfactorias en el cemento.^{2.54}

cal	40 a 50
sílice	30 a 40
alúmina	8 a 18
magnesia	0 a 8

Cantidades inferiores de cal y cantidades mayores de magnesia también se usan.^{2.56} La magnesia no está en forma cristalina y por tanto no conduce a expansión dañina.^{2.58} Pequeñas cantidades de óxido de hierro, óxido de manganeso, álcalis y azufre pueden, también, estar presentes.

El peso específico de la ggbs es como 2.9, el cual es algo inferior al peso específico del cemento portland (o sea, 3.15). El peso específico del cemento mezclado es afectado en forma correspondiente.

Cuando el cemento portland de escoria se mezcla con agua, el componente del cemento portland comienza a hidratarse primero, aunque hay también una pequeña cantidad de reacción inmediata de ggbs que libera iones de calcio y aluminio dentro de la solución.^{2.56} La ggbs reacciona entonces con el hidróxido alcalino; esto es seguido por la reacción de hidróxido de calcio liberado por el cemento portland. formándose C-S-H.^{2.56}

La Norma Europea ENV 197-1:1992 y las Normas Británicas requieren que, para uso en la producción de todos los cementos mezclados que contengan ggbs, la escoria tiene que satisfacer ciertos requisitos. De acuerdo con la norma BS 146:1991 y BS 4246:1991, al menos dos tercios de la escoria deben estar compuestos de vidrio. Al menos dos tercios

de la masa total de escoria debe estar formados de la suma de CaO, MgO, y SiO₂. También, la relación de la masa de CaO más MgO respecto a la masa de SiO₂ debe exceder de 1.0. Esta relación asegura una alta alcalinidad, sin la cual la escoria sería hidráulicamente inactiva. La forma de ggbs es angular, en contraste con la ceniza volante.

La norma ASTM C 989-93 prescribe una proporción máxima de 20 por ciento de ggbs más gruesa que un tamiz de 45 mm. Las Normas Británicas no señalan tal requisito. La superficie específica de la ggbs no se determina normalmente, pero un aumento en la finura de cemento portland de alto horno, acompañado por optimización de contenido de SO₃ conduce a un aumento de resistencia; cuando la superficie específica se incrementa de 250 a 500 m²/kg (por el método de Blaine) la resistencia es más que duplicada.^{2.59}

La aportación americana, dada en la norma ASTM C 989-93, es graduar la escoria de alto horno de acuerdo con su actividad hidráulica. Esto se determina por la resistencia de morteros de proporciones de masa estandarizadas que contienen escoria contrastados con morteros que sólo contienen cemento portland. Tres grados son los reconocidos.

La Norma Europea ENV 197-1:1992 reconoce tres clases de cemento portland de alto horno, llamados cemento de Alto Horno III/A, III/B, y III/C. Todos ellos tienen permitido contener hasta 5 por ciento de relleno, pero difieren en cuanto a la masa de ggbs como un porcentaje de la masa del material cementante total, o sea, cemento portland más ggbs sin contar el sulfato de calcio y el aditivo de fabricación. Los porcentajes de escoria son como sigue:

Clase III/A	36 a 65
Clase III/B	66 a 80
Clase III/C	81 a 95

El cemento de Alto Horno de Clase III/c, en su límite superior de ggbs, virtualmente es un cemento de escoria, el cual, como ya se mencionó, no se considerará más en este libro.

Los cementos con un alto contenido de ggbs se pueden usar como cementos de bajo calor en estructuras en lo que se va a colocar una gran masa de concreto para que se necesite controlar el aumento de temperatura que surge del desarrollo temprano del calor de hidratación del cemento; este tema se considera en la página 274. La Norma Británica BS 4246:1991 provee una opción para una especificación del calor de hidratación del comprador. No se debe olvidar que una condición concomitante de una baja rapidez de desarrollo de calor es un aumento de resistencia con baja rapidez. Por lo tanto, en tiempo frío, el bajo calor de hidratación del cemento portland de alto horno, acoplado con una rapi-

dez moderadamente baja de desarrollo de resistencia, puede conducir a daño por congelación.

Los cementos que contienen ggbs son muchas veces también benéficos desde el punto de vista de resistencia al ataque químico. Esto es analizado en la página 466.

La actividad hidráulica de la ggbs es condicional sobre su alta finura pero, como en el caso de otros cementos, la finura de los cementos portland de alto horno no está especificada en las Normas Británicas. La única excepción es cuando la ggbs y el cemento portland son mezclados en seco: en ese caso, la ggbs tiene que estar de acuerdo con la norma BS 6699:1992. En la práctica, la finura de la ggbs tiende a ser más alta que la finura del cemento portland.

Además, de los cementos portland de alto horno estudiados, la norma ENV 197-1:1992 reconoce dos cementos que contienen cantidades menores de escoria. Estos son cementos de Clase II A-S con 6 a 20 por ciento de ggbs y de Clase II B-S con 21 a 35 por ciento de ggbs, por masa. Estos son llamados cementos portland de escoria; forman parte de la gran variedad de cementos de clase II, todos los cuales están compuestos predominantemente de cemento portland pero están mezclados con otro material cementante (vea la Tabla 2.4).

Las normas británicas BS146:1991 y BS4246:1991 contienen algunos requisitos adicionales y también clasifican los cementos sobre la base de resistencia a la compresión. La clasificación es la misma para otros cementos pero es importante notar que las dos clases de cemento portland de alto horno son subdivididos en categorías: de baja resistencia temprana, de resistencia temprana ordinaria; y de alta resistencia temprana. Estas consideran el progreso de la hidratación de los cementos de alto horno: a edades muy tempranas, la rapidez de hidratación es más baja que en el caso del cemento portland solo. La norma británica BS 4246:1991 permite que los cementos con un contenido de escoria de 50 al 85 por ciento por masa tengan una resistencia a la compresión a los 7 días tan baja como 12 Mpa.

Cemento sobresulfatado

El cemento sobresulfatado se hace por medio de entremoler una mezcla de 80 a 85 por ciento de escoria granulada de alto horno con 10 a 15 por ciento de sulfato de calcio (en forma de yeso muy calcinado o anhidrita) y hasta 5 por ciento de clinker de cemento portland. Una finura de 400 a 500 m²/kg es usual. El cemento se tiene que almacenar en condiciones muy secas ya que de otra manera se deteriora rápidamente.

El cemento sobresulfatado se usa extensamente en Bélgica, donde se conoce como *ciment rhétallurgique sursulfaté*, también en Francia, y era fabricado anteriormente en Ale-

mania (con el nombre de *sulfathüttenzement*). En el Reino Unido es cubierto por la norma BS 4248:1974 pero, por causa de dificultades de producción, la fabricación del cemento se ha discontinuado. No hay norma Europea para cemento sobresulfatado hasta ahora.

El cemento sobresulfatado es altamente resistente al agua de mar y puede soportar las concentraciones más altas de sulfatos encontrados normalmente en el suelo o en agua freática, y es también resistente a ácidos de la turba y a derivados del petróleo. El concreto con una relación de agua/cemento no mayor que 0.45 se ha encontrado que no se deteriora por estar en contacto con soluciones débiles de ácidos minerales de pH por abajo de 3.5. Por estas razones, el cemento sobresulfatado se usa en la construcción de alcantarillas y terreno contaminado, aunque se ha sugerido que este cemento es menos resistente que el cemento portland resistente a sulfatos cuando la concentración de sulfatos excede de 1 por ciento.²⁻³¹

El calor de hidratación del cemento sobresulfatado es bajo cercano a 170 a 190 J/g (40 a 45 cal/g) en 7 días, y 190 a 210 J/g (45 a 50 cal/9) en 28 días.^{2,6} Por esa razón, el cemento es adecuado para la construcción de concreto masivo, pero se debe tener cuidado en clima frío pues la rapidez de desarrollo de resistencia se reduce considerablemente a bajas temperaturas. La rapidez de endurecimiento del cemento sobresulfatado aumenta con la temperatura hasta cerca de 50°C, pero a temperaturas más altas se ha encontrado comportamiento anómalo. Por esta razón, el curado con vapor de agua arriba de 50 °C no se deberá usar sin pruebas previas. Se puede observar, también que el cemento sobresulfatado no se deberá mezclar con cementos portland pues la cal liberada por la hidratación de una cantidad excesiva de éstos interfiere con la reacción entre la escoria y el sulfato de calcio.

El curado húmedo por no menos de cuatro días después de colar es esencial puesto que el secado completo da por resultado una capa superficial frágil y fácil de desmenuzarse

como polvo, especialmente en clima caliente, pero la profundidad de esta capa no aumenta con el tiempo.

El cemento sobresulfatado se combina químicamente con más agua que la que se requiere para la hidratación de cemento portland, así, que no debe fabricar el concreto con una relación agua/cemento menor de 0.4. Las mezclas con proporciones menores de 1:6 no son recomendadas. La disminución en resistencia con un aumento en la relación de agua/cemento se ha reportado ser menor que en otros cementos, pero es aconsejable determinar las características reales de resistencia antes de su uso, porque el desarrollo de resistencia temprana depende del tipo de escoria usada en la fabricación del cemento. En la Tabla 2.8.se dan resistencias típicas alcanzables. Se deberá observar que, para la prueba de cubos de concreto, las normas BS 4248:1974 y BS 4550: Sección 3.4:1978 prescriben una relación de agua/cemento de 0.55. en lugar de 0.60 usada en el pasado con los cementos portland.

Puzolanas

Uno de los materiales comunes clasificados como cementantes es este libro (aunque en realidad sólo en forma latente) es la puzolana, que es una material natural o artificial que contiene sílice en forma reactiva. Una definición más formal de la norma ASTM 618-94a describe la puzolana como un material síliceo o síliceo y aluminoso el cual, en sí mismo, posee poco o ningún de valor cementante; pero, en forma finamente dividida y en la presencia de humedad, reaccionará químicamente con hidróxido de calcio a temperaturas ordinarias para formar compuestos que poseen propiedades cementantes. Es esencial esté en un estado finamente dividido pues es solamente entonces que la sílice se puede combinar con hidróxido de calcio (producido por el cemento portland que se hidrata) en presencia del agua para formar silicatos de calcio estables, los cuales tienen propiedades cementantes. Debemos observar que la sílice ha de ser amorfa, o sea, vidriosa, por que la sílice cristalina tiene poca reactividad. El contenido de vidrio se puede de-

Tabla 2.8 Valores típicos de resistencia de cemento sobresulfatado^{2,6}

Edad, días	Resistencia a la compresión	
	Prueba normal de mortero vibrado	Prueba normal de concreto
	MPa	MPa
1	7	5-10
3	28	17-28
7	35-48	28-35
28	38-66	38-45
6 meses		52

terminar por espectroscopía de difracción de rayos X ó por solución en ácido clorhídrico e hidróxido de potasio.^{2,24}

Hablando libremente, los materiales puzolánicos pueden ser de origen natural o artificial. El principal material puzolánico artificial, la ceniza volante, se considera en la sección siguiente.

Los materiales puzolánicos naturales encontrados más comúnmente son: ceniza volcánica - la puzolana original - pumicita, pizarras y pedernales opalinos, tierra calcinada diatomácea, y arcilla quemada, la norma ASTM C 618-94a describe estos materiales como Clase N.

Algunas puzolanas naturales pueden crear problemas por causa de sus propiedades físicas; p. ej., la tierra diatomácea, a causa de su forma angular y porosa, requiere un alto contenido de agua. Ciertas puzolanas naturales mejoran su actividad por calcinación en el orden de temperaturas de 550 a 1,100 °C que depende del material.^{2,63} Las cáscaras de arroz son un producto natural de desperdicio y hay interés en usar este material en el concreto. Las cáscaras de arroz tienen un contenido de sílice muy alto, y la combustión lenta a una temperatura de 500 a 700 °C da por resultado un material amorfo con una estructura porosa. Así la superficie específica (medida por adsorción de nitrógeno) puede ser tan alta como 50 000 m²/kg, aun cuando la partícula es grande 10 a 75 µm.^{2,26} Las partículas de ceniza de cáscaras de arroz tienen formas complejas, que reflejan sus orígenes en las plantas,^{2,27} y por eso tienen una alta demanda de agua a menos que sean entremolidas con clinker para descomponer la estructura porosa.

Se ha informado que la ceniza de cáscaras de arroz contribuye a la resistencia del concreto en el término de 1 a 3 días.^{2,26}

Sin embargo, para lograr trabajabilidad adecuada, además de alta resistencia, el uso de superplastificantes, puede ser necesario,^{2,28} esto disminuye los beneficios económicos del uso de ceniza de cáscaras de arroz en áreas menos afluentes del mundo en donde la colección de las cáscaras para procesamiento puede también presentar problemas. La utilización de cáscaras de arroz puede conducir a un aumento de la contracción,^{2,80} pero esto no se ha confirmado.

Ahora existen también otros materiales procesados de sílice amorfo. Uno de estos es el metacaolín, obtenido por la calcinación de arcilla caolinítica pura o refinada a la temperatura de 650 a 850°C. seguida por molienda para realizar una finura de 700 a 900 m²/kg. El material que resulta exhibe alto carácter puzolánico.^{2,53, 2,60}

El uso de arcilla silíceas molida hasta una finura muy alta (superficie específica de 4,000 a 12,000 m²/kg. determinada

por adsorción de nitrógeno, como una puzolana altamente reactiva ha sido sugerido por Kohno y otros.^{2,61}

Para una apreciación de actividad puzolánica con cemento, la norma ASTM C 311-94a prescribe la medición de un índice de actividad de resistencia. Esto se establece mediante la determinación de resistencia de mortero con un reemplazo especificado de cemento por puzolana. El resultado de la prueba es afectado por el cemento utilizado especialmente su finura y contenido de álcalis.^{2,25} Se tiene también, *un índice de actividad puzolánica* con cal, el cual determina la actividad total de la puzolana.

El carácter puzolánico de los cementos puzolánicos, o sea, cementos que contienen entre 11 y 55 por ciento de puzolana y humo de sílice de acuerdo con la norma ENV 197-1:1992. se prueba de acuerdo con la norma ENV 196-5:1987. La prueba compara la cantidad de hidróxido de calcio en una solución acuosa en contacto con el cemento puzolánico hidratado, con la cantidad de hidróxido de calcio que satura una solución de la misma alcalinidad. Si la primera concentración es más baja que la segunda, entonces el carácter puzolánico del cemento se considera satisfactorio. El principio fundamental es que la actividad puzolánica consiste en fijación del hidróxido de calcio por la puzolana de manera que cuanto más baja sea la cantidad resultante de hidróxido de calcio tanto más alta será el carácter puzolánico.

El carácter puzolánico se entiende todavía imperfectamente; se sabe que la superficie específica y la composición química desempeñan un papel importante, pero el problema es complejo pues ellos tienen relación bilateral. Se ha sugerido que, además de reaccionar con el Ca (OH)₂, las puzolanas también reaccionan con C₃A^{2,76} con sus productos de hidratación.^{2,76} Un buen repaso del asunto de carácter puzolánico ha sido escrito por Massazza y Costa.^{2,77}

Ahora existe otro material, el humo de sílice, el cual es formalmente una puzolana artificial pero cuyas propiedades la ponen dentro de una clase por derecho propio. Por esta razón, el humo de sílice será considerado en una sección separada (véase la página 86).

Ceniza volante

La ceniza volante también conocida como *ceniza del combustible pulverizado*, es la ceniza precipitada electrostáticamente o mecánicamente a partir de los gases de escape de las centrales de energía con combustión de carbón; es la puzolana artificial más común. Las partículas de ceniza volante son esféricas (lo cual es ventajoso desde el punto de vista del requisito de agua) y tienen una finura muy alta: las partí-

culas, en su inmensa parte, tienen un diámetro entre menos de 1 μm y 100 μm y la superficie específica de la ceniza volante es usualmente entre 250 y 600 m^2/kg , usando el método de Blaine. La alta superficie específica de la ceniza volante significa que el material está fácilmente disponible para reacción con hidróxido de calcio.

La superficie específica de la ceniza volante no es fácil de determinar porque, en la prueba de permeabilidad al aire, las partículas esféricas se empaquetan más eficientemente que las partículas de cemento con forma irregular, así que la resistencia de la ceniza volante respecto al flujo de aire es mayor. Por otro lado, las partículas de carbón poroso dentro de la ceniza dejan que el aire fluya a través de ellas, lo que conduce a un flujo de aire engañosamente alto.^{2.62}

Además, la determinación del peso específico de la ceniza volante (la cual forma parte del cálculo de la superficie específica, vea página 16) es afectada por la presencia de esferas huecas (cuya peso específico puede ser menos que 1).^{2.62} En el otro extremo, algunas partículas pequeñas las cuales contienen magnetita ó hematita tienen un peso específico alto. El valor típico total del peso específico es 2.35. Una necesidad importante de la determinación de la superficie específica de la ceniza volante está en descubrir su variabilidad.^{2.64}

La clasificación americana de la ceniza volante, dada en la norma ASTM C 618-94a, está basada en el tipo de carbón del cual se origina la ceniza. La ceniza volante más común se deriva de carbón bituminoso, es principalmente silícea, y se conoce como ceniza volante de Clase F.

El carbón sub-bituminoso y el lignito dan por resultado la ceniza con alta cal, conocida como ceniza volante de Clase C. Esto se considerará después en la presente sección.

La actividad puzolánica de la ceniza volante de Clase F no está en duda, pero es esencial que tenga una finura constante y un contenido constante de carbono. Los dos son muchas veces interdependientes pues las partículas de carbono tienden a ser más gruesas. Las centrales con calderas modernas producen ceniza volante con un contenido de carbono de casi 3 por ciento, pero muchos valores más altos se encuentran en la ceniza volante de centrales más antiguas. El contenido de carbono se supone igual que la pérdida por ignición, aunque ésta incluye también toda agua combinada, o CO_2 fijo presente.^{2.64} La Norma Británica BS 3892:Parte 1:1993 especifica un residuo máximo de 12 por ciento en el tamiz de 45 μm , la cual es una base conveniente de clasificación de tamaño.

Los requisitos principales de la norma ASTM C 618-94a son un contenido mínimo de 70 por ciento de sílice, alúmina, y óxido férrico tomados juntos, un contenido máximo de SO_3

de 5 por ciento, una pérdida por ignición máxima de 6 por ciento (aunque esto se puede relajar hasta 12 por ciento) y un contenido máximo de álcalis (expresado como Na_2O) de 1.5 por ciento. El segundo valor es aplicable sólo cuando la ceniza volante se va usar con agregado reactivo. La Norma Británica BS 3892: Parte 1:1993 especifica un contenido máximo de SO_3 de 2.5 por ciento y algunos otros requisitos. Una restricción en el contenido de MgO ya no se especifica porque existe en una forma no reactiva.

Se deberá observar que la ceniza volante puede afectar el color del concreto resultante, el carbono hace a la ceniza más oscura. Esto puede ser de importancia desde el punto de vista de apariencia, especialmente cuando los concretos con y sin ceniza volante se colocan lado a lado.

Volvamos ahora a la ceniza volante de la Clase C, o sea, ceniza de alta cal que se origina del lignito. Tal ceniza puede ocasionalmente tener un contenido de cal tan alto como 24 por ciento.^{2.63} La ceniza de alta cal tiene algunas propiedades cementantes (hidráulicas) por sí sola, pero habrá menos compuestos para que reaccionen con la cal liberada por la hidratación del cemento porque su cal se combinará con las porciones de sílice y alúmina de la ceniza. El contenido de carbono es bajo, la finura es alta, y el color es claro. Sin embargo, el contenido de carbono puede ser alto, y el MgO además algo de la cal puede conducir a expansión dañina.^{2.63}

El comportamiento de la ceniza de cal alta es sensible a la temperatura: específicamente en concreto masivo cuando ocurre una elevación de la temperatura, los productos de reacción pueden no ser de alta resistencia. Sin embargo el desarrollo de resistencia no está simplemente relacionado con temperatura, siendo satisfactorio en la región de 120 a 150 $^{\circ}\text{C}$ pero no en casi 200 $^{\circ}\text{C}$ cuando los productos de reacción son considerablemente diferentes.^{2.55}

Cementos puzolánicos

Las puzolanas, siendo un material hidráulico latente, se usan siempre en conjunción con cemento portland. Los dos materiales se pueden entremoler o mezclar. Algunas veces se pueden combinar en la mezcladora de concreto. Las posibilidades son así similares a aquellas de escoria granulada de alto horno (véase la página 55). Con mucho, la porción más grande de puzolanas utilizadas están compuestas de ceniza volante silícea (Clase F), y nos concentraremos en ese material.

La norma Europea ENV 197-1:1992 reconoce dos subclases de cemento portland de ceniza volante Clase II/A-V con un contenido de ceniza volante de 6 a 20 por ciento, y clase

II/B-V con un contenido de ceniza volante de 21 a 25 por ciento. La norma Británica para cementos portland de ceniza de combustible pulverizado, BS. 6588:1991. tiene límites algo diferentes para el contenido de ceniza volante, siendo el valor máximo de 40 por ciento. No hay gran importancia en el límite superior preciso del contenido de ceniza volante. Sin embargo, la norma BS 6610:1991 permite un contenido todavía más alto de ceniza volante, es decir 53 por ciento, en el así llamado cemento *puzolánico*. Igual que el cemento de alto horno de escoria (vea página 81) el cemento puzolánico tiene una baja resistencia a 7 días (mínima de 12 MPa) pero también una baja resistencia de 28 días: mínima de 22.5 MPa. La ventaja concomitante es una baja rapidez de desarrollo de calor, así que el cemento puzolánico es un cemento de bajo calor. Por otro lado, el cemento puzolánico tiene cierta resistencia al ataque de sulfatos y al ataque por ácidos débiles.

Humo de sílice

El humo de sílice es un arribo reciente entre los materiales cementantes. Se presentó originalmente como una puzolana. Sin embargo, su acción dentro del concreto no es sólo aquella de una puzolana muy reactiva, sino que es benéfica en otros aspectos (vea página 467). Se puede agregar que el humo de sílice es costoso. El humo de sílice también es mencionado como microsílica condensada, pero el término "humo de sílice" ha llegado a ser aceptado generalmente. Es un producto secundario de la fabricación de silicio y de aleaciones de fierro y silicio a partir de cuarzo de alta pureza y carbón en un horno de arco eléctrico sumergido.

El SiO gaseoso que escapa se oxida y se condensa en la forma de partículas esféricas extremadamente finas de sílice amorfo (SiO₂); por eso, el nombre de humo de sílice. El sílice en la forma de vidrio (amorfo) es altamente reactivo, y la pequeñez de las partículas acelera la reacción con el hidróxido de calcio producido por la hidratación del cemento portland. Las partículas muy pequeñas de humo de sílice pueden penetrar el espacio entre las partículas de cemento, y así mejoran el empaquetado. Cuando el horno tiene un sistema eficiente de recuperación de calor, la mayor parte del carbono se quema así que el humo de sílice está virtualmente libre de carbono y es de color claro. Los hornos sin un sistema completo de recuperación de calor dejan algo de carbono en el humo, por eso es de color oscuro.

La producción de aleaciones de silicio, la cual incluye metales no ferrosos, tal como ferrocromo, ferromanganeso, y ferromagnesio, también da por resultado la formación de humo de sílice pero su condición de conveniencia todavía no se ha establecido.^{2,67}

Las aleaciones usuales de fierro y silicio tienen contenidos nominales de silicio de 50, 75, y 90 por ciento; al 48 por ciento el producto es llamado metal de silicio. Cuanto más alto es el contenido de silicio en la aleación tanto más alto es el contenido de sílice en el humo de sílice resultante ya que un humo produce diferentes aleaciones. Es importante conocer el origen de cualquier humo de sílice que se va a usar en el concreto. En particular, el ferrosilicio con un contenido de 50 por ciento de silicio da por resultado un humo de sílice con un contenido de sílice de sólo 80 por ciento. Sin embargo, la producción sin variaciones de una aleación dada proporciona por resultado un humo de sílice con propiedades constantes.^{2,66} Los contenidos típicos de sílice son como sigue: metal de silicio, 94 a 98 por ciento; ferrosilicio, 90 a 96 por ciento; y 25 por ciento de ferrosilicio de, 86 a 90.^{2,66}

El peso específico del humo de sílice es generalmente 2.20, pero es ligeramente más alto cuando el contenido de sílice es menor.^{2,66} Este valor se puede comparar con el peso específico del cemento portland, el cual es 3.15. Las partículas de humo de sílice son extremadamente finas, casi todas tienen un diámetro en el rango de 0.03 y 0.3 µm; el diámetro medio típico es menor de 0.1 µm. La superficie específica de tales partículas finas no se puede determinar usando el método de Blaine; la adsorción de nitrógeno indica una superficie específica de casi 20,000 m²/kg, la cual es de 13 a 20 veces más alta que la superficie específica de otros materiales puzolánicos, determinada por el mismo método.

Tal material fino como el humo de sílice tiene una densidad aparente muy baja 200 a 300 kg/m³. Es difícil manejar este polvo ligero, y costoso. Por esta razón, el humo de sílice está disponible en la forma densificada de microbolas, o sea, aglomerados de las partículas individuales (producidos por aeración), con un peso aparente de 500 a 700 kg/m³. Otra forma de humo de sílice es una lechada de partes iguales por masa de agua y de humo de sílice. El peso de la lechada es de aproximadamente 1300 a 1400 kg/m³. La lechada está estabilizada y se ha informado que tiene un pH de como 5.5, pero sin consecuencia en su uso en el concreto.^{2,68} La agitación periódica es necesaria para mantener una distribución uniforme del humo de sílice en la lechada. Aditivos tales como reductores, superfluidificantes o retardadores, pueden estar incluidos en la lechada.^{2, 69}

Cada una de las formas diferentes en las cuales el humo de sílice está disponible tiene ventajas operacionales, pero todas las formas se pueden usar con buen éxito; efectos benéficos importantes de una u otra de estas formas sobre el concreto no se han demostrado.^{2,70}

Aunque el humo de sílice se incorpora usualmente en la mezcla en la tolva medidora, en algunos países se produce cemento mezclado que contiene humo de sílice, usualmen-

te de 6.5 a 8 por ciento por peso.^{2,71} Tal cemento mezclado simplifica las operaciones de dosificación pero, es obvio que, el contenido de humo de sílice del material cementante total no se puede variar para satisfacer necesidades específicas.

Pocas normas para humo de sílice o su uso en el concreto están en existencia la norma ASTM C 1240-93 especifica los requisitos para humo de sílice, pero la norma ASTM a 618-94a, por su título, lo excluye. Verdaderamente, la cláusula sobre el requisito de agua de esa norma puede no ser satisfecho por el humo de sílice.

Rellenos

En la clasificación de cementos portland mezclados (vea página 45) se mencionó que los rellenos se pueden incluir hasta un cierto contenido máximo. Ciertamente, los rellenos se han usado en muchos países por algún tiempo, pero es sólo recientemente que su uso llegó a estar permitido en el Reino Unido.

Un relleno es un material finamente molido, de casi la misma finura que el cemento portland, el cual, por sus propiedades físicas, tiene un efecto benéfico sobre algunas propiedades del concreto, tales como trabajabilidad, densidad, permeabilidad, capilaridad, sangrado, o tendencia al agrietamiento. Los rellenos son en general químicamente inertes pero no hay desventaja si ellos tienen algunas propiedades hidráulicas si entran en reacciones inofensivas con los productos de reacción en la pasta de cemento hidratado. Verdaderamente Zielinska^{2,41} ha encontrado que el CaCO_3 que es un relleno común, reacciona con el C_3A y C_4AF para producir $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{N} \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 11\text{H}_2\text{O}$.

Los rellenos pueden realzar la hidratación del cemento portland por actuar como sitios de nucleación. Este efecto se observó en el concreto que contiene ceniza volante y dióxido de titanio en la forma de partículas menores que 1 μm ,^{2,72} Ramachandran^{2,74} encontró que, además de su papel de nucleación en la hidratación de cemento, el CaCO_3 llega a estar parcialmente incorporado dentro de la fase de C-S-H. Este efecto es benéfico sobre la estructura de la pasta de cemento hidratado.

Los rellenos pueden ser materiales que ocurren naturalmente o materiales minerales inorgánicos sujetos a proceso. Lo que es esencial es que ellos tengan propiedades uniformes, y especialmente finura. Ellos no deben aumentar la demanda de agua cuando se usan en el concreto, a menos que sean usados con un aditivo que reduce el agua, o que afecten adversamente la resistencia del concreto a la exposición a la intemperie o la protección contra corrosión que el concreto

proporciona al refuerzo. Claramente no deben conducir a retrogresión de largo plazo de la resistencia del concreto, pero tal problema no se ha encontrado.

Los rellenos han de ser compatibles físicamente con el cemento en el cual están incluidos, pues su acción es predominantemente física. Por ejemplo, en contenidos altos de relleno, el cemento debe tener una finura mucho más alta que la usual.

Aunque la norma ENV 197-1:1992 limita el contenido de relleno al 5 Por ciento, permite el uso de piedra caliza hasta 35 por ciento, siempre que el material cementante restante sea sólo cemento portland. Este cemento se conoce como cemento portland de piedra caliza (Clase II/B-L). Como la piedra caliza es, en efecto, un tipo de relleno, el cemento de piedra caliza se puede decir que tiene un contenido de relleno de hasta 35 por ciento. Se puede esperar que, para algunos propósitos, cementos mezclados con contenido de 15 o hasta 20 por ciento sean probables en ser populares en el futuro.

Otros cementos

Entre los numerosos cementos desarrollados para usos especiales, es de interés el *cemento antibacterial*. Es un cemento portland entremolido con un agente antibacterial que impide la fermentación microbiológica. Esta acción contra bacterias se encuentra en pisos de concreto de fábricas de procesamiento de alimentos en donde la lixiviación completa del cemento mediante ácidos es seguida por fermentación causada por bacterias en la presencia de humedad. El cemento antibacterial también se puede emplear con buen éxito en piscinas para natación y en lugares similares en donde las bacterias y hongos están presentes.

Otro cemento especial es el llamado cemento hidrófobo, el cual se deteriora muy poco durante almacenaje prolongado sujeto a condiciones desfavorables. Este cemento se obtiene con entremoler cemento portland con 0.1 a 0.4 por ciento de ácido oleico. Se puede usar también ácido esteárico o pentaclorofenol.^{2,10} Estas adiciones aumentan la condición de molienda del clinker, probablemente por causa de las fuerzas electrostáticas que resultan por orientación polar de las moléculas de ácido sobre la superficie de las partículas de cemento. El ácido oléico reacciona con los álcalis del cemento para formar aleatos de calcio y de sodio los cuales espuma, así que resulta inclusión de aire. Cuando esto no se desea, un agente desinclusor, tal como fosfato trinitil, se tiene que agregar durante la molienda.^{2,11}

Las propiedades hidrófobas son por causa de la formación de una película repelente al agua alrededor de cada partícula.

la de cemento. Esta película se rompe durante el mezclado de concreto y sucede la hidratación normal pero la resistencia temprana es más bien baja.

El cemento hidrófobo es similar en apariencia al cemento portland común pero tiene un olor característico mohoso. Al manejarlo, el cemento parece fluir más que otros cementos portland.

Cemento de albañilería, se usa en mortero para pegar ladrillo, se hace con entremoler cemento portland, caliza y un agente inclusor de aire, o en forma alterna cemento portland y cal hidratada, escoria granulada o un relleno inerte, y un agente inclusor de aire, otros ingredientes están también presentes usualmente. Los cementos de albañilería hacen un mortero más plástico que el cemento portland común; también tienen la propiedad de retener agua y conducen a disminuir la contracción.

La resistencia de cementos de albañilería es más baja que la del cemento portland común, particularmente porque se introduce un alto contenido de aire, pero su baja resistencia es generalmente una ventaja en la construcción con ladrillos. El cemento de albañilería no se debe usar en concreto estructural. La especificación para cemento de albañilería está dada en la norma ASTM C 91-93.

Se deberán mencionar tres cementos más. Uno es el *cemento expansivo*, que tiene la propiedad de la expansión en su etapa temprana como para actuar en contra de la contracción inducida por la contracción por secado. Por esta razón, el cemento que se expande será considerado en el Capítulo 9.

El segundo cemento es el cemento para pozo de petróleo. Este es un producto altamente especializado, con base en el cemento portland, usado para lechada bombeada a profundidades de hasta miles de metros en la corteza terrestre en donde la temperatura puede exceder de 150 °C y la presión puede ser de 100 MPa. Estos valores se aplicarían típicamente a profundidades de casi 5,000 m pero pozos de exploración a una profundidad de 10,000 m han sido perforados y acabados con lechada.

Los cementos que se van a usar en lechada en estas condiciones no deben fraguar antes de alcanzar su posición, tienen que ganar resistencia rápidamente para permitir la reanudación de las operaciones de perforación. También, la resistencia a los sulfatos es muchas veces requerida. Varias clases de cemento para pozo de petróleo son reconocidas por el American Petroleum Institute, el que prepara especificaciones para cementos para pozos de petróleo^{2,21}

Esencialmente, los cementos para pozo de petróleo tienen que tener ciertas características especiales (a) tener una finu-

ra particular ("Retener" una gran cantidad de agua); (b) contener retardadores o aceleradores (vea el Capítulo 5); (c) contener reductores de fricción (para mejorar el flujo); (d) contener aditivos de peso ligero (tal como bentonita) para disminuir la densidad de la lechada ó aditivos densificantes (tales como baritas o hematitas) para aumentar la densidad de la lechada; y (e) contener puzolana o humo de sílice (para mejorar la resistencia a altas temperaturas).

Finalmente, deberemos mencionar el cemento natural. Este es el nombre dado a un cemento obtenido por calcinar y moler una roca de cemento llamada así, la cual es una piedra caliza arcillosa que contiene hasta 25 por ciento de material arcilloso. El cemento resultante es similar al cemento portland, y es realmente intermedio entre cemento portland y cal hidráulica. No contiene prácticamente C_3S y por eso es lento para endurecer pues el cemento natural se calcina a temperaturas demasiado bajas para sinterización. Los cementos naturales son más bien variables en calidad ya que el ajuste de composición por mezclado no es posible. Por causa de esto, además de razones económicas, los cementos naturales son raramente usados.

Qué cemento usar

La amplia variedad de Tipos de cementos (en la nomenclatura Americana) y de Clases de cementos (en la clasificación Europea) y, sobre todo, de materiales cementantes y otros materiales usados en cementos mezclados, puede dar por resultado una impresión para desatinar. ¿Cuál cemento es mejor? ¿Qué cemento se deberá usar para un propósito dado?

No hay respuesta simple para estas preguntas, pero una solución racional puede conducir a respuestas satisfactorias.

Primero que todo, ningún cemento simple es el mejor sujeto a todas las circunstancias. Aun sí el costo es ignorado, el cemento portland puro no es el ganador para todo, aunque en los intereses comerciales pasados lo ensalzaron como el producto verdadero sin alteración para no ser menos. Tan atrás como 1985, casi la mitad de todo el cemento producido en Europa Occidental y en China era mezclado, casi dos tercios en la India y en lo que era la Unión Soviética, pero sólo una proporción mínima en Norte América y en el Reino Unido,^{2,19} posiblemente por causa de la influencia del cabildeo del cemento portland.

El uso de cementos mezclados ha estado aumentando firmemente en los años 1980 y 1990 al y se puede esperar con confianza que los cementos mezclados finalmente formarán la porción más grande de los cementos usados por todo el mundo. En las palabras de Dutron,^{2,29} "los cementos

portland puros serán considerados como cementos especiales reservados para aplicaciones en donde se requiere comportamiento excepcional, particularmente hasta donde interesa la resistencia mecánica". Aun esta última advertencia ya no es válida a medida que el concreto de alto comportamiento se haga mejor con cementos mezclados. Por otra parte, la durabilidad de los cementos mezclados es igual a, y muchas veces mejor que, la del cemento portland puro. Así, si ningún cemento solo es lo mejor en todo, deberemos examinar la preguntas ¿qué cemento se deberá usar para un propósito dado?

Los capítulos que siguen analizan las propiedades del concreto tanto en el estado fresco como cuando está endurecido. Muchas de estas propiedades dependen, en un grado mayor o menor, de las propiedades del cemento utilizados es sobre esta base como se puede hacer la elección de cemento. Sin embargo, en muchos casos, ningún cemento es el mejor cemento: más de un Tipo o Clase se puede usar. La elección depende de la disponibilidad, del costo -ese elemento importante al hacer decisiones de ingeniería - y de las circunstancias particulares del equipo, de la mano de obra calificada y de la rapidez de construcción y, por supuesto, de las exigencias de la estructura y de su entorno.

Se intenta dirigir la atención a las propiedades importantes de los diferentes cementos en los capítulos que tratan concreto fresco, la resistencia y, especialmente, la durabilidad, y también en el Capítulo 13, que trata de concretos con propiedades particulares. Así, es allí que se pueden hallar juicios sobre la elección o calidad apropiada de los cementos.

Cemento de alta alúmina

La búsqueda de una solución al problema del ataque por aguas portadoras de yeso en estructuras de concreto a base cemento portland, en Francia, condujo a Jules Bied al desarrollo de un cemento de alta alúmina, al principio del siglo veinte. Este cemento es muy diferente en su composición, y también en algunas propiedades, del cemento portland y de los cementos portland mezclados de manera que su uso estructural está severamente limitado, pero las técnicas para hacer concreto son similares. Para un tratamiento completo del tema, el lector puede consultar un libro especializado*.

Fabricación

A partir del nombre del cemento aluminoso o de alta alúmina - se puede inferir que contiene una gran proporción de

alúmina: por lo común, aproximadamente 40 por ciento de alúmina y 40 por ciento de cal, con casi 15 por ciento de óxidos ferrosos o férricos y como 5 por ciento de sílice. Pequeñas cantidades de TiO_2 , magnesia y álcalis pueden también estar presentes.

Las materias primas son usualmente piedra caliza y bauxita. La bauxita es un depósito residual formado por la acción de la intemperie, en los trópicos, en rocas que contienen aluminio, y compuestas de alúmina hidratada, óxidos de hierro y de titanio, y pequeñas cantidades de sílice.

Hay varios procesos de fabricación de cemento de alta alúmina. En un proceso, se tritura bauxita a la forma de terrones no más grandes de 100 mm. El polvo y las partículas pequeñas formados durante esta fragmentación se cementan en la forma de briquetas de tamaño similar pues el polvo tendería a retardar la combustión en el horno. La segunda materia prima es piedra caliza, también triturada en pedazos de alrededor de 100 mm.

La piedra caliza y la bauxita se introducen, en las proporciones requeridas, dentro de la parte superior del horno el cual es una combinación de los tipos de cúpula (tiro vertical) y reverberatorio (horizontal). Se usa carbón pulverizado para combustión, siendo su cantidad casi el 22 por ciento de la reacción de cemento producido. En el horno, la humedad y el dióxido de carbono son eliminados, y los materiales se calientan con los gases del horno hasta el punto de fusión de casi 1600 °C. La fusión se logra en la parte baja del tiro de manera que el material fundido cae dentro del horno reverberatorio y de allí a través de un canalón a bandejas de acero. El material fundido se solidifica ahora a la forma de lingotes, fragmentados en un enfriador rotatorio, y se muele en un molino de tubos. Se produce un polvo gris muy oscuro con una finura de 290 a 350 m^2/kg .

Por causa de la alta dureza del clinker de cemento de alta alúmina, el consumo de energía y el desgaste de los molinos de tubo es considerable. Esto, acoplado con el alto costo directo de la bauxita y la alta temperatura de combustión, conduce a un alto precio del cemento de alta alúmina, comparado con el cemento portland. Sin embargo, el precio se compensa por ciertas propiedades valiosas para propósitos específicos.

Se puede observar que, a diferencia del caso de cemento portland, los materiales utilizados en la fabricación de cemento de alta alúmina se funden completamente en el horno de calcinación. Este hecho causó que apareciera el nombre francés de ciment fondu, y 'fondu cement, se usa algunas veces como un nombre coloquial en inglés.

Por causa de publicidad adversa con el cemento de alta alúmina en el Reino Unido en los años de 1970s (vea página

*A. M. Neville, en colaboración con P. J. Walnwright, High-alumina página Coment Concrete (Construction Press, Longman Group, 1975).

68)), ha habido intentos de usar un nombre alternativo de cemento *aluminoso*. Sin embargo, este nombre no es correcto porque otros cementos, tales como, cemento sobresulfatado y cementos de escoria contienen *alúmina* en proporciones muy importantes. Todavía un tercer nombre, *cemento de aluminato de calcio*, es más apropiado pero entonces, por contraste deberíamos nombrar al cemento portland como *cemento de silicato de calcio*; este nombre nunca se usa. En este libro usaremos por eso el nombre tradicional de cemento de alta *alúmina*.

El cemento de alta *alúmina* ya no se fabrica en el Reino Unido. Sin embargo, ahora existe una Norma Británica para cemento de alta *alúmina*, BS 915:1972 (1983), el cual se refiere a la norma BS 4550:Parte 3:1978 en cuanto a finura, resistencia, tiempo de fraguado y sanidad. Se espera que se publique una norma Europea.

Composición e hidratación

Los principales compuestos cementantes son aluminatos de calcio de basicidad baja, principalmente CA y también $C_{12}A_7$.^{2,32} Otros compuestos están también presentes: $C_6A_4 \cdot FeO \cdot S$ y un isomorfo $C_6A_4 \cdot MgO \cdot S$.^{2,13} La cantidad de C_2S ó de C_2AS no representa más que un bajo porcentaje, y existen, por supuesto, compuestos menores, pero no debe tenerse en cuenta. La sanidad nunca es un problema en el cemento de alta *alúmina* aun que la norma BS 915:1972(1983) prescribe la prueba convencional de Le Chatelier.

La hidratación de CA, la cual tiene la rapidez más alta de desarrollo de resistencia, da por resultado la formación de CAH_{10} , una cantidad pequeña de C_2AH_8 , y de gel de *alúmina* ($Al_2O_3 \cdot aq$). Con el tiempo, estos cristales hexagonales de CAH_{10} , que no son estables tanto a temperatura normal como a temperatura superior, llegan a transformarse a la condición de cristales cúbicos de C_3AH_6 y gel de *alúmina*. Esta transformación se hace más favorable con una temperatura más alta y una concentración más alta de cal o una elevación en alcalinidad.^{2,14}

El $C_{12}A_7$, que también se hidrata rápidamente, se cree que hidrata al C_2AH_8 . El compuesto C_2S forma C-S-H, la cal liberada por hidrólisis reacciona con el exceso de *alúmina*; no existe $Ca(OH)_2$. Las reacciones de hidratación de los otros compuestos, particularmente aquellos que contienen hierro, no han sido determinadas con algún grado de certeza, pero se conoce que es inerte el hierro retenido en vidrio.^{2,15} Los compuestos de hierro se usan como un fundente en la fabricación de cemento de alta *alúmina*.

Se ha calculado que el agua de hidratación de cemento de alta *alúmina* sea 50 por ciento de la masa del cemento

seco^{2,6}, que es casi el doble del agua requerida para la hidratación de cemento portland, pero mezclas con una relación de agua/cemento tan baja como 0.35 son prácticas y realmente deseables. El pH de solución porosa en pasta de cemento de alta *alúmina* está entre 11.4 y 12.5.^{2,8}

Resistencia al ataque químico

Como se mencionó anteriormente, el cemento de alta *alúmina* primero se desarrolló para resistir el ataque de sulfatos, y es muy satisfactorio en este aspecto. Esta resistencia a sulfatos es a causa de la ausencia de $Ca(OH)_2$ en el cemento de alta *alúmina* hidratado y también a la influencia protectora del relativamente inerte gel de *alúmina* formado durante la hidratación.^{2,16} Sin embargo, las mezclas pobres son mucho menos resistentes a los sulfatos.^{2,6} También la resistencia química disminuye extremadamente después de la conversión (véase la página 66).

El cemento de alta *alúmina* no es atacado, por el CO_2 disuelto en agua pura. El cemento no es resistente a los ácidos, pero puede soportar, tolerablemente bien, las soluciones de ácidos diluidos (pH mayor de alrededor de 4) encontradas en afluentes industriales, pero no de ácidos clorhídrico, fluorhídrico o nítrico. Por otro lado, álcalis cáusticos, aun en soluciones diluidas, atacan al cemento de alta *alúmina* con gran vigor con la disolución del gel de *alúmina*. Los álcalis pueden tener su origen en el exterior (p. ej., por filtración a través del concreto de cemento portland) o en el agregado. Hussey y Robson^{2,16} han estudiado el comportamiento de este cemento en la presencia de muchos agentes.

Se puede observar que, aunque el cemento de alta *alúmina* resiste extremadamente bien el agua de mar, esta agua no se deberá usar como agua de mezclado; posiblemente por causa de la formación de cloroaluminatos, el fraguado y el endurecimiento del cemento son afectados en forma desfavorable. De la misma manera, nunca se debe agregar cloruro de calcio al cemento de alta *alúmina*.

Propiedades físicas del cemento de alta *alúmina*

Una característica del cemento de alta *alúmina* es su muy alta rapidez de desarrollo de resistencia. En la veintidosa de 80 por ciento de su resistencia última se alcanza a la edad de 24 horas, y aun en 6 a 8 horas el concreto tiene la resistencia suficiente para descimbrar y preparar nuevos colados de concreto. El concreto hecho con cemento de alta *alúmina*, a un contenido de 400 kg/m^3 y una relación agua/cemento de 0.40, a 25 °C. puede alcanzar una resistencia a la compresión

sión (medida en cubos) de casi 30 MPa en 6 horas, y más que 40 MPa en 24 horas. La alta rapidez de ganancia de resistencia es causada por la rápida hidratación, la cual a la vez significa una alta rapidez de desarrollo de calor. Esto puede ser tan alto como 38 J/g (9 cal/g) por hora mientras que para cemento portland de endurecimiento rápido nunca es más alto de 15 J/g (3.5 cal/g) por hora. Sin embargo, el calor total de hidratación es casi el mismo para ambos tipos de cemento.

Se deberá hacer hincapié en que la rapidez de endurecimiento no es acompañada por fraguado rápido. En efecto, el cemento de alta alúmina es de fraguado lento pero el fraguado final sigue al fraguado inicial más rápidamente que en el caso de cemento portland. Los valores típicos para el cemento de alta alúmina son: fraguado inicial en 2 1/2 horas, y fraguado final, 30 minutos más tarde. De los compuestos presentes en el cemento de alta alúmina, el $C_{12}A_7$, fragua en unos pocos minutos, mientras que el CA es de fraguado considerablemente más lento, así que cuanto más alta es la relación C: A en el cemento tanto más rápido es el fraguado. Por otro lado, cuanto más alto es el contenido de vidrio del cemento tanto más lento es el fraguado. Es probable que, a causa de sus propiedades de fraguado rápido, $C_{12}A_7$ es responsable en cuanto a la pérdida de trabajabilidad de muchos concretos de cemento de alta alúmina, la cual ocurre no más allá de 15 ó 20 minutos del mezclado. Las temperaturas entre 18 y 30°C hacen más lento el fraguado, pero arriba de aproximadamente 30 °C, el fraguado se acelera

rápidamente; las razones para este comportamiento irregular no son claras.^{2,40}

El tiempo de fraguado del cemento de alta alúmina se afecta en forma importante por la adición de, cal, cemento portland y materia orgánica y por esta razón ningún aditivo se deberá usar,

En el caso de mezclas de cemento portland con cemento de alta alúmina, cuando cualquier cemento constituye entre 20 y 80 por ciento de la mezcla, puede ocurrir fraguado relámpago. La figura 2.4 muestra datos típicos,^{2,81} pero los valores reales varían para diferentes cementos, y se deberán hacer pruebas de ensayo con todos los cementos dados. Cuando el contenido de cemento portland es bajo, el fraguado acelerado es causado por la formación de un hidrato de C_4A y por la adición de cal, que proviene del cemento portland, al aluminato de calcio que proviene del cemento de alta alúmina. Cuando el contenido de cemento de alta alúmina es bajo, el yeso contenido en el cemento portland reacciona con los aluminatos de calcio hidratados, y como consecuencia el cemento portland puede exhibir un fraguado relámpago.

Se usan mezclas de los dos cementos, en proporciones convenientes, cuando el fraguado rápido es de importancia vital, p. ej., para detener el ingreso de agua, o para construcción temporal entre las mareas, pero la resistencia última de tales pastas es muy baja excepto cuando el contenido de cemento de alta alúmina es muy alto. Sin embargo,

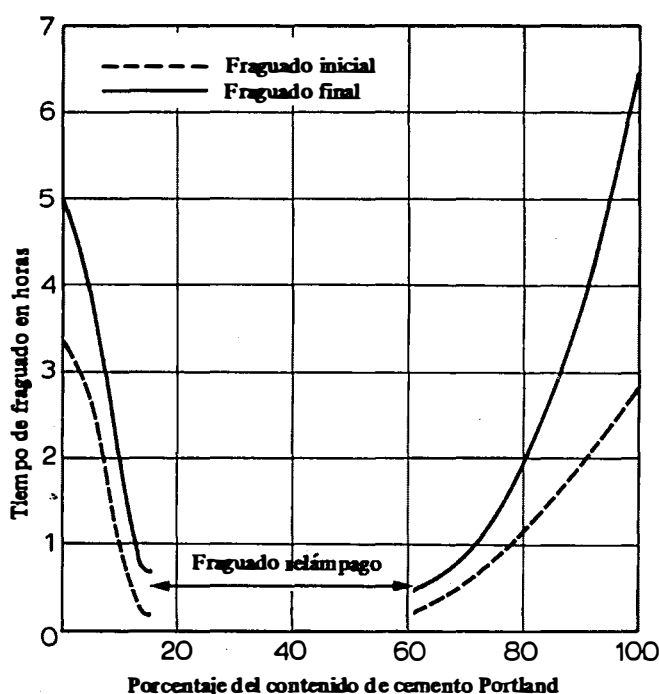


Figura 2.4 Tiempo de fraguado de mezclas de cemento portland de alta alúmina ^{2,81}

el uso del cemento de alta alúmina para el propósito de acortar el tiempo de fraguado del concreto hecho con cemento portland es desaprobado por ACI 517.2R 95 -87 (Revisado 1991)^{2,43} Para acelerar el fraguado del cemento de alta alúmina, se pueden usar sales de litio.^{2,57}

Por causa del fraguado rápido que se acaba de describir, en construcción, es esencial asegurarse de que los dos cementos no lleguen a ponerse en contacto accidentalmente uno con otro. Así, el colado de concreto hecho con un tipo de cemento contra concreto hecho con el otro se debe retrasar por al menos 24 horas si el cemento de alta alúmina se coló primero, o 3 a 7 días después si el primer concreto fue hecho con cemento portland. La contaminación a través de la fábrica o herramientas también debe evitarse.

Se puede observar que, para iguales proporciones de mezcla, el cemento de alta alúmina produce una mezcla un poco más trabajable que cuando se usa cemento portland. Esto puede ser a causa de la área superficial inferior total de las partículas de cemento de alta alúmina, las cuales tienen una superficie más lisa, que las partículas de cemento portland, pues el cemento de alta alúmina se produce por fusión completa de los materias primas. Por otro lado, los superfluidificantes no dan buena movilidad y también afectan desfavorablemente a la resistencia.^{2,74}

El flujo plástico del cemento hecho con cemento de alta alúmina se ha encontrado un poco diferente del de cemento de cemento portland cuando se compara con base a la relación esfuerzo/resistencia.^{2,22}

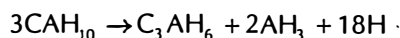
Conversión del cemento de alta alúmina

La alta resistencia del concreto de cemento de alta alúmina mencionada en la página 64 se alcanza cuando, la hidratación de CA da por resultado la formación de CAH_{10} con una cantidad pequeña de C_2AH_8 y de gel de alúmina ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{ac}$). Sin embargo, el hidrato CAH_{10} es químicamente inestable a las temperaturas tanto superiores como normales y llega a transformarse en C_3AH_6 y gel de alúmina. Este cambio se conoce como conversión. y, por la simetría de los sistemas de cristales es pseudohexagonal para el decahidrato y cúbica para el sesquihidrato, y se puede referir como el cambio de forma hexagonal a cúbica.

Una característica clara e importante de la hidratación del cemento de alta alúmina es que, a temperaturas más altas, sólo puede presentar la forma cúbica del hidrato de aluminato de calcio; a la temperatura ambiente, cualquier forma puede existir pero, aunque lentamente, los cristales hexagonales se convierten a la forma cúbica en forma espontánea.

Ya que ellos experimentan un cambio espontáneo, se puede decir que los cristales hexagonales son inestables a la temperatura ambiente, siendo la forma cúbica el producto final de las reacciones de hidratación. La temperatura alta acelera el proceso; cuando los períodos de exposición a temperaturas elevadas son intermitentes, su efecto es acumulativo^{2,18} Entonces esto es conversión: un cambio inevitable de una forma a otra del hidrato de aluminato de calcio, y sólo es razonable agregar que este tipo de cambio es un fenómeno común en la naturaleza.

Antes de estudiar la importancia de la conversión, deberemos describir brevemente la reacción. La conversión tanto de CAH_{10} como de C_2AH_8 se realiza directamente; por ejemplo:



Se deberá observar que, aunque el agua aparece como un producto de la reacción, la conversión sólo puede ocurrir en la presencia de agua y no en concreto disecado pues están comprendidas la redisolución y la reprecipitación. Por lo que corresponde a la pasta de cemento, se ha hallado^{2,46} que, en secciones más gruesas que 25 mm, el interior del cemento que se hidrata tiene una humedad relativa equivalente de 100 por ciento independientemente de la humedad ambiental, así que la conversión puede ocurrir. La influencia de la humedad ambiente es entonces sólo sobre el concreto cercano a la superficie.

El producto cúbico de conversión, C_3AH_6 , es estable en una solución de hidróxido de calcio a 25 °C, pero reacciona con una solución de $\text{Ca}(\text{OH})_2 - \text{CaSO}_4$ para formar $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ tanto a 25 °C como a temperaturas superiores.^{2,47}

El grado de conversión se estima a partir del porcentaje de C_3AH_6 presente como una proporción de la suma de los hidratos cúbicos hexagonales en conjunto, o sea, el grado de conversión (por ciento) es

$$\frac{\text{masa de } \text{C}_3\text{AH}_6}{\text{masa de } \text{C}_3\text{AH}_6 + \text{masa de } \text{CAH}_{10}} \times 100$$

Las masas relativas de los compuestos se derivan a partir de mediciones de picos endotérmicos de un termograma de análisis termodiferencial.

Sin embargo, a menos que la determinación se pueda hacer con condiciones libres para el CO_2 , hay un riesgo de descomposición del C_3AH_6 a la forma de AH_3 . El grado de conversión se puede determinar también en función del último compuesto pues, por casualidad, las masas de C_3AH_6 y de AH_3 producidas en la conversión no son muy diferentes. Así, podemos escribir: el grado de conversión (por ciento) es:

Tabla 2.9 Desarrollo de la conversión con la edad ^{2.51} (Crown copyright)

Variación de la relación agua/cemento	Temperatura de almacenaje °C	Grado promedio de conversión (por ciento) a la edad de:				
		28 días	3 meses	1 año	5 años	8 ½ años
0.27-0.40	18	20	20	25	30	45
	38	55	85	80	85	90
0.42-0.50	18	20	20	25	40	50
	38	60	80	80	80	90
0.52-0.67	18	20	20	25	50	65
	38	65	80	80	85	90

$$\frac{\text{masa de AH}_3}{\text{masa de AH}_3 + \text{masa de CAH}_{10}} \times 100$$

Aunque las dos expresiones no dan exactamente el mismo resultado a altos grados de conversión, la diferencia no es de importancia. La mayoría de los laboratorios informan el resultado al 5 por ciento más cercano. El concreto que se ha convertido en alrededor del 85 por ciento se consideraría convertido plenamente.

La razón de conversión depende de la temperatura, algunos datos reales se muestran en la Tabla 2.9. La relación ^{2.46} entre el tiempo necesario para que la mitad de CAH₁₀ se convierta y la temperatura de almacenamiento de cubos de 13 mm de pura pasta de cemento con una relación agua/cemento de 0.26 se muestra en la figura 2.5. Es probable que, para los concretos más porosos de proporciones prácticas de mezcla, los períodos son más cortos ya que la conversión plena se ha observado después de unos 20 años a 20 °C o cerca de eso. Así, los datos sobre pastas de cemento puras con relaciones de agua/cemento muy bajas se deberán usar cuidadosamente, pero ellos son, a pesar de todo, de interés científico.

El interés práctico en la conversión descansa en el hecho de que conduce a una pérdida de resistencia del concreto de cemento de alta alúmina. La explicación de esto está en función de la densificación de los hidratos de aluminato de calcio, el peso específico sería de 1.72 g/ml para CAH₁₀ y de 2.53 para C₃AH₆. Así, en tales condiciones las dimensiones totales extremas del cuerpo son constantes (como es el caso de la pasta de cemento fraguada), la conversión, con la liberación interna concomitante de agua, da por resultado un aumento en la porosidad de la pasta. Numerosas pruebas de esto están disponibles, una particularmente convincente es la medición de permeabilidad al aire de concreto de cemento de alta alúmina convertido comparado con el no convertido ^{2.48} (vea la figura 2.6).

Como se muestra en la página 190, la resistencia de pasta de cemento hidratada es afectada fuertemente por su porosidad; la porosidad de 5 por ciento puede reducir la resisten-

cia por más de 30 por ciento, y una reducción en resistencia del 50 por ciento sería causada por una porosidad de casi de 8 por ciento. Esta magnitud de porosidad de concreto puede ser inducida por conversión en concreto de cemento de alta alúmina.

Resulta que los concretos pierden resistencia al estar expuestos a temperatura alta, porque la conversión ocurre en concretos y mezclas de todas proporciones de mezcla, y el patrón general de pérdida de resistencia contra el tiempo es similar en todos los casos. Sin embargo, el grado de pérdida es una función de la relación agua/cemento de la mezcla,

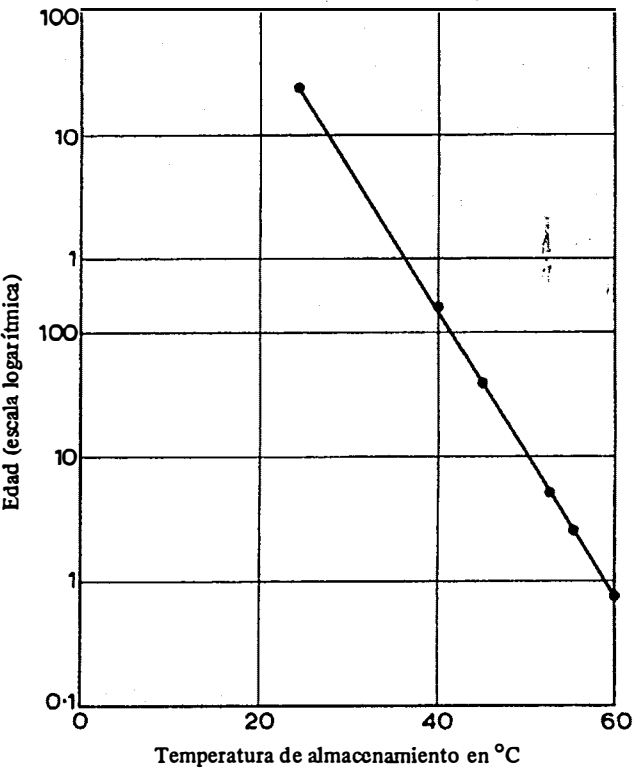


Figura 2.5 Tiempo para conversión media de pastas de cemento de alta alúmina puro curado a varias temperaturas (cubos de 13 mm ^{2.46}, derechos de autor pertenecen a la Corona Británica.

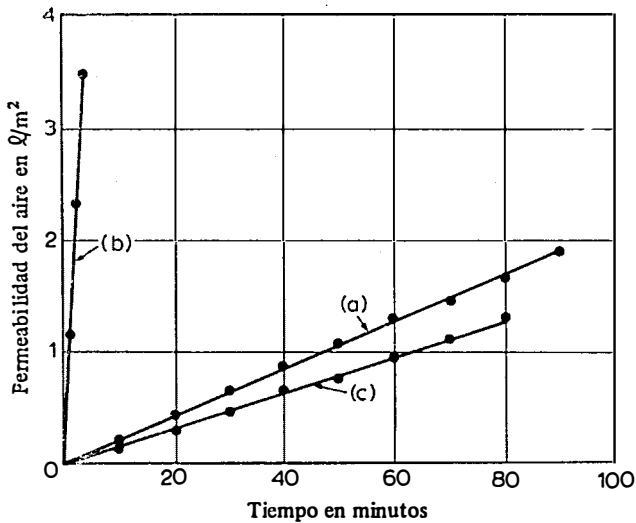


Fig. 2.6 Flujo de aire a través de concretos (a) concreto de cemento de alta alúmina sin convertir; (b) concreto de cemento de alta alúmina convertido; (c) concreto de cemento portland [22 a 24 °C de temperatura, 36 a 41 por ciento de humedad relativa; 10.7 MPa de diferencia de presión]^{2,48}

como se muestra en la figura 2.7. Las proporciones de mezcla y la pérdida en porcentaje se dan en la Tabla 2.10. Es claro que la pérdida, ya sea en megapascuales o como una fracción de la resistencia del concreto curado en frío, es menor en mezclas con relaciones bajas de agua/cemento que en mezclas con relaciones altas.^{2,33}

Se puede observar que la forma de las curvas de la resistencia contra relación agua/cemento para almacenamiento a 18°C (figura 2.7) es diferente de las curvas usuales para concretos de cemento portland. Esto es característico de concretos hechos con cemento de alta alúmina, y se ha confirmado también por cilindros tanto de tamaño normal^{2,17} como de otras relaciones de altura/diámetro.^{2,22}

Los valores que muestra la figura 2.7 no son más que típicos, y claramente alguna variación se hallaría con cementos diferentes, pero el modelo de comportamiento es igual en todos los casos. Es importante notar que la resistencia residual de mezclas con relaciones de agua/cemento moderadas y altas, digamos de más de 0.5, puede ser tan baja como para ser inaceptable para casi todos los propósitos estructurales.

Una breve nota histórica sobre el uso estructural del cemento de alta alúmina puede ser siendo conveniente para la ocasión. Por causa de la muy alta resistencia temprana del concreto hecho con cemento de alta alúmina, se usó en la fabricación de elementos de concreto presforzado. Las advertencias de Neville^{2,33} sobre los peligros consecuentes en el caso de la conversión fueron ignoradas, pero demostraron ser ciertas. Fallas estructurales ocurrieron en Inglaterra en los primeros años de la década de 1970. Como consecuencia, todo uso estructural del cemento de alta alúmina

fue retirado de los reglamentos británicos. La mayoría de países, también, así que el cemento de alta alúmina no se usa como concreto estructural. A pesar de eso, las fallas del concreto de cemento de alta alúmina viejo ocurrieron en España en los primeros años de la década de 1990.

Los argumentos al efecto que, a una relación de agua/cemento no mayor que 0.40 y un contenido de cemento no menor que 400 kg/m³, la resistencia después de la conversión es todavía adecuada pero no convincente. Para comenzar, con las condiciones prácticas de fabricación del concreto, no es posible garantizar que la relación agua/cemento especificada no será ocasionalmente excedida por 0.05 o hasta por 0.10, esto se ha demostrado repetidamente^{2,49} (vea también la página 519). Se deberá observar que la resistencia del cemento de alta alúmina convertido es más sensible a cambios en la relación de agua/cemento que antes de la conversión, esto se ejemplifica en la Fig. 2.8 con base en los datos de George.^{2,50}

En ciertas condiciones de humedad, en seguida de la conversión, la hidratación del cemento no hidratado logra un aumento en resistencia. Sin embargo, la conversión de los hidratos hexagonales recientemente formados conduce a una renovada y continua pérdida de resistencia. Así, la resistencia cae abajo del valor para 24 horas. Esto ocurre a la edad de 8 a 10 años en concreto con una relación agua/cemento de 0.49 y a edades mayores si la relación agua/cemento

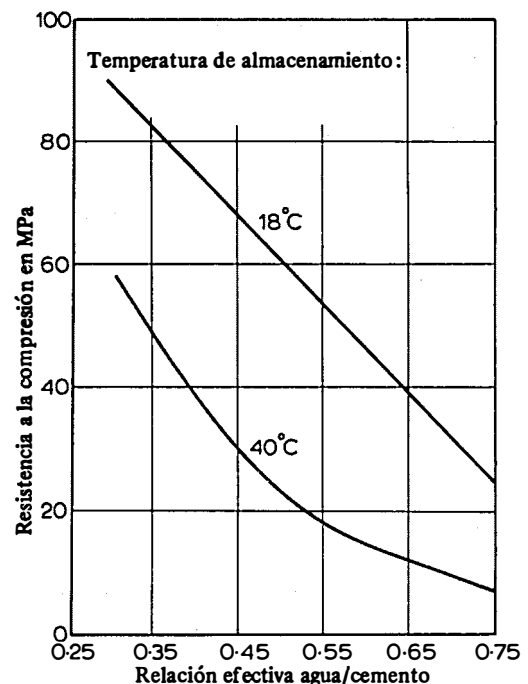


Figura 2.7 Influencia de la relación agua/cemento sobre la resistencia de cubos de concreto de cemento de alta alúmina curados en agua a 18 y 40 °C por 100 días.

Tabla 2.10 Influencia de la relación agua/cemento en la pérdida de resistencia en conversión

Cemento	Relación agua/cemento	Relación agregado/cemento*	Resistencia de 1 día a 18°C† MPa	Resistencia del concreto convertido como un porcentaje de la resistencia a 18 °C
A	0.29	2.0	91.0	62
	0.35	3.0	84.4	61
	0.45	4.0	72.1	26
	0.65	6.2	42.8	12
	0.30	2.1	92.4	63
B	0.35	3.0	80.7	60
	0.45	4.0	68.6	43
	0.6	6.2	37.2	30
	50.75	7.2	24.5	29

*Tamaño máximo de agregado: 9.5 mm (3/8 pulg.)

†Cubos de 76 mm.

mento es menor.^{2.78} En cualquier caso, desde el punto de vista estructural es la resistencia más baja en la vida del concreto.

La pérdida de resistencia es inferior en condiciones secas pero en concreto de espesor considerable las condiciones no son secas. Una prueba indirecta de que dentro de una masa grande de concreto rico presenta agua adecuada para la reacción química, es aportada por Hobbs^{2.75} quien halló que, en concreto con un contenido de cemento portland de

500 a 550 kg/m³, sellado, existe bastante agua disponible para que ocurra reacción expansiva álcali-sílica. Collins y Gutt^{2.78} informaron que el concreto húmedo, o quizás hasta ocasionalmente húmedo, puede tener una resistencia de 10 a 15 MPa menor que el concreto seco. El humedecimiento ocasional, por accidente o, por ejemplo, aplicado para extinguir un incendio puede ocurrir casi en cualquier edificación.

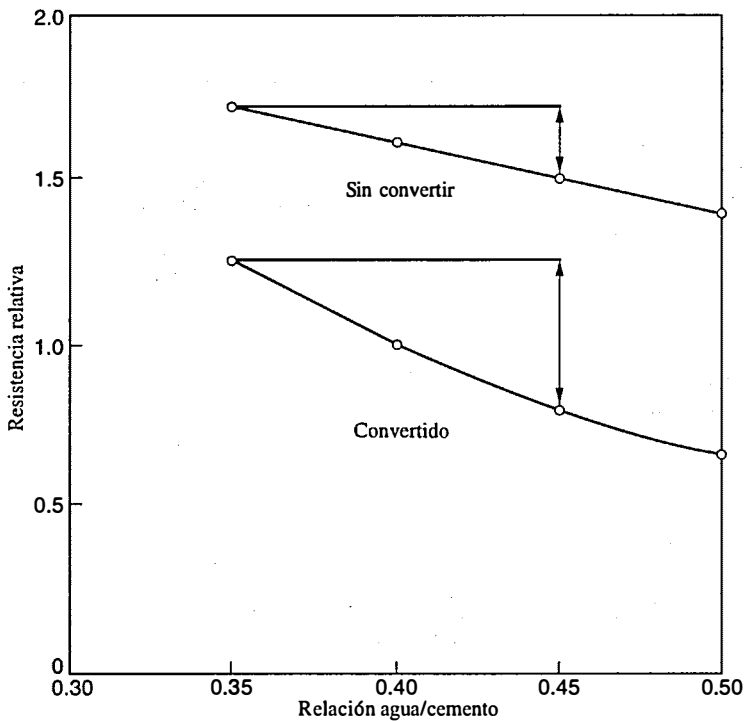
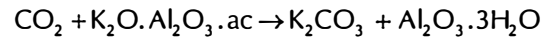
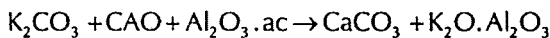


Figura 2.8 Influencia de la relación agua/cemento sobre la resistencia del concreto de cemento de alta alúmina, antes y después de la conversión, con relación a la resistencia después de la conversión de concreto con una relación agua/cemento de 0.4 (con base en la ref. 2.50).

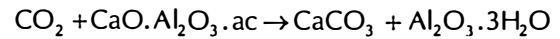
Estos resultados de Collins y Gutt ^{2.78} fueron el resultado de una investigación en el Building Research Establishment, iniciada en 1964, que confirmaron en esencia las declaraciones y extrapolaciones hechas por Neville ^{2.33} en 1963. Menzies ^{2.84} describió el consejo dado en los primeros reglamentos como un error.

El segundo argumento que se relaciona con el uso estructural de concreto de cemento de alta alúmina convertido, aun si es de resistencia adecuada, es que la pasta de cemento de alta alúmina convertido es más porosa y por eso más expuesta a ataque químico que antes de la conversión. Esto se aplica en particular a ataque de sulfatos. Si los iones de sulfato penetran a través de la corteza exterior de protección del concreto de cemento de alta alúmina (asociado con secado completo) y ocurre reacción expansiva con C_3AH_6 , ^{2.79} es sólo el CAH_{10} sin conversión el que permanece con respecto a los sulfatos.

Por otro lado, el ataque químico puede entonces producir una pérdida adicional en la resistencia ^{2.81} pero las reacciones químicas comprendidas necesitan la presencia de agua. Como ya se mencionó en la p. 93, el agua de filtración puede traer con ella hidróxido de sodio o de potasio, lo cual acelera la conversión, además de la descomposición de los productos de hidratación. Si el dióxido de carbono está también presente se forma de carbonato de calcio, y se regenera el hidróxido de álcalis para atacar aun más a la pasta de cemento hidratado. ^{2.82} En ciertas circunstancias puede resultar la descomposición completa de hidratos de aluminato de calcio. Las reacciones se escriben como sigue: ^{2.83}

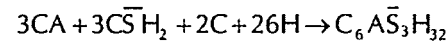


Además, porque los álcalis sólo forman un transportador, la reacción total se puede escribir como:



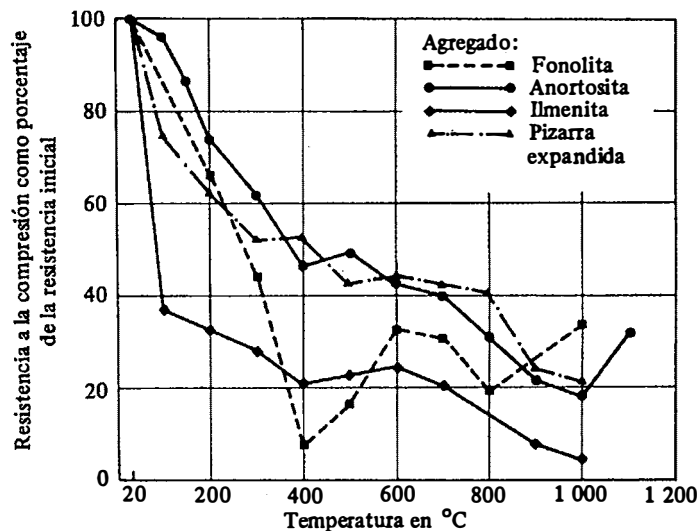
Se puede decir, por tanto, que el cemento de alta alúmina experimenta carbonatación, pero, su naturaleza no es la misma que la del cemento portland (véase la página 348).

Las Normas Británicas no permiten el uso estructural de cemento de alta alúmina. En los Estados Unidos, con el Strategic Highway Research Program), ^{2.37} se decidió no considerar el concreto de alta alúmina por causa de las consecuencias de conversión. Sin embargo, el cemento tiene aplicaciones especializadas. Una de éstas es en las minas para soporte de techos. Aquí, un sistema de dos lechadas que contiene cemento de alta alúmina, sulfato de calcio, cal y aditivos apropiados conduce al desarrollo de etringita, la cual tiene una resistencia temprana considerable. ^{2.72}



Madjumdar y otros ^{2.73} desarrollaron un cemento mezclado de alta alúmina y de escoria de alto horno granulada y molienda (en proporciones iguales por masa) en un intento de evitar problemas de conversión. La escoria remueve cal de la solución así que se impide la formación de C_3AH_6 y C_2ASH_8 es el principal hidrato formado en el plazo más largo. Sin embargo, tal cemento mezclado no desarrolla muy alta resistencia temprana que es característica del cemento de alta alúmina - su fuerte aparente; ésta puede ser la razón por la

Fig. 2.9 Resistencia de concretos de cemento de alta alúmina hechos con diferentes agregados como una función de la temperatura ^{2.52}



qué el cemento mezclado no se ha producido comercialmente.

Propiedades refractarias del cemento de alta alúmina

El concreto de cemento de alta alúmina es uno de los materiales refractarios principales, pero es importante aclarar su comportamiento en todo el rango de temperatura. Entre la temperatura ambiente y hasta 500 °C, el concreto de cemento de alta alúmina pierde resistencia a un grado mayor que el concreto de cemento portland; hasta 800 °C los dos son comparables; pero aproximadamente sobre 1,000 °C el cemento de alta alúmina tienen un comportamiento excelente. La figura 2.9 muestra el comportamiento de concreto de cemento de alta alúmina elaborado con cuatro agregados diferentes a temperaturas hasta 1 100 °C.^{2,52} La resistencia mínima varía entre 5 y 26 por ciento del valor original, pero, dependiendo el tipo de agregado, en el rango se tiene 700 a 1000 °C, hay una ganancia en resistencia a causa del desarrollo de adherencia cerámica. Las reacciones sólidas entre el cemento y el agregado fino establecen esta adherencia que aumenta con el incremento de la temperatura y con el progreso de las reacciones.

Como resultado, el concreto de cemento de alta alúmina puede resistir temperaturas muy altas con agregado de ladrillo refractario hasta 1,350 °C, con agregados especiales, tales como alumina fundida o carborundo, hasta 1,600 °C. El concreto hecho a partir de cemento de aluminato de calcio blanco con agregado de alumina fundida puede soportar una temperatura tan alta como 1,800°C por períodos prolongados de tiempo. Este cemento se hace utilizando alumina como materia prima y contiene 70 a 80 por ciento de Al_2O_3 , 20 a 25 por ciento de cal, y sólo casi uno por ciento de hierro y sílice; la composición del cemento se acerca a C_3A s. Es apropiado mencionar que el precio de tal cemento es muy alto.

El concreto refractario a base de cemento de alta alúmina tiene buena resistencia al ataque de ácidos (p. ej., ácidos de gases de productos de combustión), la resistencia química aumenta por la combustión de 900 hasta 1000 °C.^{2,16} El concreto se puede llevar hasta la temperatura de servicio tan pronto como se ha endurecido, es decir, no se tiene que quemar antes. Mientras que los ladrillos refractarios se expanden con el calentamiento y, por eso, necesita juntas de expansión, el concreto de cemento de alta alúmina se puede colar monolíticamente, o con juntas a tope (de 1 hasta 2 m), para lograr la forma y tamaño requeridos. La razón para esto es que la pérdida de agua en la primera combustión da por resultado una contracción aproximadamente igual a la

expansión térmica en el calentamiento, así que el cambio neto dimensional (que depende del agregado) es pequeño. En el caso de enfriamiento subsiguiente, por ejemplo, durante el cierre de una fábrica, las juntas a tope se abrirían ligeramente por causa de la contracción térmica, pero volverían a cerrarse adecuadamente con el recalentamiento. Vale la pena notar que el concreto refractario de cemento de alta alúmina puede resistir un choque térmico considerable. Los forros refractarios pueden ser hechos con concreto lanzado de cemento de alta alúmina.

Para propósitos de aislamiento, cuando se esperan temperaturas hasta de casi 950 °C se puede hacer concreto de peso ligero con cemento de alta alúmina y agregado de peso ligero. Tal concreto tiene una densidad de 500 a 1000 kg/m³ una conductividad térmica de 0.21 a 0.29 J/m² °C/m.

Referencias

- 2.1 U. S. "Bureau of Reclamation", Concrete Manual, 8th Edn, Denver, Colorado, 1975.
- 2.2 H. Woods, "Rational development of cement specifications", J. Portl. Cem. Assoc. Research and Development Laboratories, 1, núm. 1, enero 1959, pp. 4-11.
- 2.3 W. H. Price, "Factors influencing concrete strength", J. Amer. Concr. Inst., 47, febrero 1951, pp. 417-32.
- 2.4 H. F. Gonnerman and W. Lerch, "Changes in characteristics of portland cement as exhibited by laboratory test over the period 1904 to 1950, ASTM Sp Publ. núm. 127, 1951.
- 2.5 A. Neville, "Cementitious materials - a different viewpoint", Concrete International, 16, núm. 7, 1994, pp. 32-3.
- 2.6 F. M. Lea, "The Chemistry of Cement and Concrete", London, Arnold, 1970.
- 2.7 R. H. Bogue, "Portland cement", Portl. Cem. Assoc. Fellowship Paper, núm. 53, Washington DC, agosto 1949, pp. 411-31.
- 2.8 S. Goñi, G. Andrade and C. L. Page, "Corrosion behaviour of steel in high alumina cement mortar samples: effect of chloride", Cement and Concrete Research, 21, núm 4, 1991, pp. 635-46.
- 2.9 ACI 225R-91, "Guide to the selection and use of hydraulic cements", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 29 pp.
- 2.10 R. W. Nurse, "Hydrophobic cement", Cement and Lime Manufacture, 26, núm 4, London, julio 1953, pp. 47-51.
- 2.11 U. W. Stoll, "Hydrophobic cement", ASTM Sp. Tech. Publ., núm 205, 1958, pp. 7-15.

- 2.12 J. Bensted, "An investigation of the early hydration characteristics of some low alkali Portland cements", *Il Cemento*, 79, núm. 3, julio 1992, pp. 151-8.
- 2.13 T. W. Parker, "La recherche sur la chimie des ciments au Royaume-Uni pendant les années d'après-guerre", *Revue Générale des Sciences Appliquées*, 1, núm. 3, 1952, 74-83.
- 2.14 H. Lafuma, "Quelques aspects de la physico-chimie des ciments aluminieux", *Revue Générale des Sciences Appliquées*, 1, núm. 3, pp. 66-74.
- 2.15 F. M. Lea, *Cement and Concrete*, "Lecture delivered before the Royal Institute of Chemistry", London, 19 Diciembre 1944, Cambridge, W. Heffer and Sons, 1944.
- 2.16 A. V. Hussey and T. D. Robson, "High-alumina cement as a structural material in the chemical industry", *Symposium on Materials of Construction in the Chemical Industry*, Birmingham, Soc. Chem. Ind., 1950.
- 2.17 A. M. Neville, "Tests on the strength of high-alumina cement concrete", *J. New Zealand Inst. E.*, 14, núm. 3, marzo 1959, pp. 73-6.
- 2.18 A. M. Neville, "The effect of warm storage conditions on the strength of concrete made with high-alumina cement", *Proc. Inst. Civ. Engrs.*, 10, London, junio 1958, pp. 185-92.
- 2.19 E. W. Bennett and B.C. Collings, "High early strength concrete by means of very fine Portland cement", *Proc. Inst. Civ. Engrs.*, julio 1969, pp. 1-10.
- 2.20 H. Uchikawa, S. Uchida, K. Ogawa and S. Hanehara, "Influence of the amount, state and distribution of minor constituents in clinker on the color of white cement", *Il Cemento*, 3, 1986, pp. 153-68.
- 2.21 American Petroleum Institute "Specification of Oil-Well Cements and Cement Additives", Dallas, Texas, 1992, 20 pp.
- 2.22 A. M. Neville and H. Kenington, "Creep of aluminous cement concrete", *Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement*, Washington DC, 1960, pp. 703-8.
- 2.23 K. Kohno and K. Araki, "Fundamental properties of stiff consistency concrete made with jet cement", *Bulletin of Faculty of Engineering, Tokushima University*, 10, núm. 1 and 2, 1974, pp. 25-36.
- 2.24 Rilem Draft Recommendations TC FAB-67, "Test methods for determining the properties of fly ash and of fly ash for use in building materials", *Materials and Structures*, 22, núm. 130, 1989, pp. 299-308.
- 2.25 F. Sybertz, "Comparison of different methods for testing the pozzolanic activity of fly ashes, in Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete, Vol. 1", De. V. M. Malhotra, ACI SP-114, Detroit, Michigan, 1989, pp. 477-97.
- 2.26 P.K. Mehta, "Rice husk ash - a unique supplementary cementing material, in *Advances in Concrete Technology*", De. V. M. Malhotra, Energy, Mines and Resources, MSL 92-6(R) Ottawa, Canada, 1992, pp. 407-31.
- 2.27 D. M. Roy, "Hydration of blended cements containing slag, fly ash, or silica fume", *Proc. of Meeting Institute of Concrete Technology, Coventry*, 29 abril- 1 mayo 1987, 29 pp.
- 2.28 F. Mazlum and M. Uyan, "Strength of mortar made with cement containing rice husk ash and cured in sodium sulphate solution", in *Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete*, Vol. 1, De. V. M. Malhotra, ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1993, pp. 513-31.
- 2.29 P. Düttron, "Present situation of cement standardization in Europe", *Blended Cements*, De. G. Frohnsdorff, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 897, Philadelphia, 1986, pp. 144-53.
- 2.30 G. E. Monfore and G. J. Verbeck, "Corrosion of prestressed wire in concrete", *J. Amer. Concr. Inst.* 57, noviembre 1960, pp. 491-515.
- 2.31 E. Burke, "Discussion on comparison of chemical resistance of super sulphated and special purpose cements", *Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement*, Washington DC, 1960, pp. 877-9.
- 2.32 P. Lhopitalier, "Calcium aluminates and high-alumina cement", *Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement*, Washington DC, 1960, pp. 1007-33.
- 2.33 A. M. Neville, "A study of deterioration of structural concrete made with high-alumina cement", *Proc. Inst. Civ. Engres*, 25, London, julio 1963, pp. 287-324.
- 2.34 U. S. Bureau of Reclamation, *Concrete Manual*, 5th Edn Denver, Colorado, 1949.
- 2.35 Agrément Board, "Certificate núm. 73/170 for Swiftcrete ultra high early strength cement", 18 mayo 1973.
- 2.36 E. W. Bennett and D. R. Loat, "Shrinkage and creep of concrete affected by the fineness of Portland cement", *Mag. Concr. Res.*, 22, núm. 71, 1970, pp. 69-78.
- 2.37 Strategic Highway Research Program, "High Performance Concretes: A State-of-the-Art Report, NRC, SHRP-C/FR-91-10", Washington DC 1991, 233 pp.
- 2.38 C. J. Lynsdale and J. G. Cabrera, "Coloured concrete: a state of the art review", *Concrete*, 23, núm. 1 1989, pp. 29-34.
- 2.39 E. Douglas and V. M. Malhotra, "A review of the properties and strength development of non-ferrous slags and Portland cement binders", *Canmet Report*, núm 85-7E, Canadian Govt Publishing Centre Ottawa, 1986, 37 pp.
- 2.40 S. M. Bushnell-Watson and J. H. Sharp, "On the cause of the anomalous setting behaviour with respect to temperature of calcium aluminates cements", *Cement and Concrete Research*, 20, núm. 5, 1990, pp. 677-86.
- 2.41 E. Douglas, A. Bilodeau and V. M. Malhotra, "Properties and durability of alkali-activated slag concrete", *ACI Materials Journal*, 89, No. 5 1992, pp. 509-16.

- 2.42 D. W. Quinion, "Superplasticizers in concrete - a review of international experience of long-term reliability", CIRIA Report 62, London, Construction Industry Research and Information Assoc., septiembre 1976, 27 pp.
- 2.43 ACI 517.2R-87, (Revised 1992), "Accelerated curing of concrete at atmospheric pressure - state of the art", ACI Manual of concrete practice part 5 - 1992: Masonry, Precast Concrete, Special Processes, Detroit, Michigan, 1994, 17 pp.
- 2.44 E. Zielinska, "The influence of calcium carbonate on the hydration process in some Portland cement constituents ($3\text{Ca}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ and $4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$)", Prace Instytutu Technologii y Organizacji Budowlanej, núm. 3, Warsaw, technical University, 1972.
- 2.45 G. M. Idorn, "The effect of slag cement in concrete", NRMCA Publ. núm. 167, Maryland, USA, abril 1983, 10 pp.
- 2.46 H. G. Midgley, "The mineralogy of set high-alumina cement", Trans. Brit. ceramic Soc., 66, núm 4, 1967, pp. 161-87.
- 2.47 A. Kelley, "Solid-liquid reactions amongst the calcium aluminates and sulphur aluminates", Canad. J. Chem., 38, 1960, pp. 1218-26.
- 2.48 H. Martin, A. Rauen and P. Schiessl, "Abnahme der Druckfestigkeit von Beton aus Tonerdeschmelzzement, Aus Unseren Forschungsarbeiten, III", Technische Universität München, Inst. für Massivbau, diciembre 1973, pp.34-7.
- 2.49 A. M. Neville in collaboration with P. J. Wainwright, "High-alumina Cement Concrete", Lancaster, Construction Press, Longman Group, 1975, 201 pp.
- 2.50 C. M. George, "Manufacture and performance of aluminous cement: a new perspective, calcium Aluminate Cements", Ed. R. J. Mangabhai, Proc. Int. Symp., Queen Mary and Westfield College, University of London, London, Chapman and Hall, 1990, pp. 181-207.
- 2.51 D. C. Teychenné, "Long-term research into the characteristics of high-alumina cement concretes", Mag. Concr. Res., 27 núm. 91, 1975, pp. 78-102.
- 2.52 N. G. Zoldners and V. M. Malhotra, "Discussion of reference 2.33", Proc. Inst. Civ. Engrs, 28, mayo 1964, pp. 72-3.
- 2.53 J. Ambroise, S. Martin-Calle and J. Péra, "Pozzolaníic behaviour of thermally activated kaolin, in Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzoolans in concrete, Vol. 1", Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1993, pp. 731-48.
- 2.54 W. H. Duda, "Cement-Data-Book", 2, Berlin, Verlag GmbH, 1984, 456 pp.
- 2.55 K. W. Nasser and H. M. Marzouk, "Properties of mass concrete containing fly ash at high temperatures", J. Amer. Concr. Inst., 76 núm. 4, abril 1979, pp. 537-50.
- 2.56 ACI 3R-87, "Ground granulated blast-furnace slag as a cementitious constituent in concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 16 pp.
- 2.57 T. Novinson and J. Crahan, "Lithium salts as set accelerators for refractory concretes: correlation of chemical properties with setting times", ACI Materials Journal, 85, núm. 1, 1988, pp. 12-16.
- 2.58 J. Daube and R. Bakker, "Portland blast-furnace slag cement: a review", Blended Cements, Ed. G. Frohnsdorff, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 897, Philadelphia, 1986, pp. 5-14.
- 2.59 G. Frigione, "Manufactured and characteristics of Portland blast-furnace slag cements", Blended Cements, Ed. G. Frohnsdorff, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 897, Philadelphia, 1986, pp. 15-28.
- 2.60 M. N. A. Saad, W. P. de Andrade and V. A. Paulon, "Properties of mass concrete containing an active pozzolan made from clay", Concrete International, 4, núm. 7, 1982, pp. 59-65.
- 2.61 K. Kohn et al., "Mix proportion and compressive strength of concrete containing extremely finely ground silica", Cement Association of Japan, núm. 44, 1990, pp. 157-80.
- 2.62 B. P. Hughes, "PFA fineness and its use in concrete", Mag. Concr. Res., 41, núm. 147, 1989, pp. 99-105.
- 2.63 W. H. Price, "Puzzolans - a review", J. Amer. Concr. Inst., 72, núm. 5, 1975, pp. 225-32.
- 2.64 ACI 13R-87, "Use of fly ash in concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 29 pp.
- 2.65 Y. Efes and P. Schubert, "Mörtel - und Betonversuche mit einem Schnellzement", Betonwerk und Fertigteil-Technik, núm. 11, 1976, pp. 541-5.
- 2.66 P. C. Aytçin, Ed., "Condensed Silica Fume", Faculté de Sciences Appliquées, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 1983, 52 pp.
- 2.67 ACI Committee 226, "Silica fume in concrete: Preliminary report", ACI Materials Journal, 84, núm. 2, 1987, pp. 158-66.
- 2.68 D. G. Parker, "Microsilica concrete, Part 2: in use", Concrete, 20, núm. 3, 1986, pp. 19-21.
- 2.69 V. M. Malhotra, G. G. Carrette and V. Sivasundaram, "Role of silica fume in concrete: a review, in Advances in Concrete Technology", Ed. V. M. Malhotra, Energy, Mines and Resources, MSL 92-6(R), Ottawa, Canada, 1992, pp. 925-91.
- 2.70 M. D. Cohen, "Silica fume in PCC: the effects of form on engineering performance", Concrete International, 11, núm. 11, 1989, pp. 43-7.
- 2.71 K. H. Khayat and P. C. Aytçin, "Silica fume in concrete - an overview, in Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete, Vol. 2", Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1993, pp. 835-72.

- 2.72 S. A. Brooks and J. H. Sharp, "Ettringite-based cements, Calcium Aluminate Cements", Ed. R. J. Mangabhai, Proc. Int. Symp., Queen Mary and Westfield College, University of London, Chapman and Hall, London, 1990, pp. 335-49.
- 2.73 A. J. Majumdar, R. N. Edmonds and B. Singh, "Hydration of calcium aluminates in presence of granulated blastfurnace slag", Calcium Aluminate Cements, Ed. R. J. Mangabhai, Proc. Int. Symp., Queen Mary and Westfield College, University of London, Chapman and Hall, London, 1990, pp. 259-71.
- 2.74 V. S. Ramachandran, Ed., "Concrete Admixtures Handbook: Properties, Science and Technology", New Jersey, Noyes Publications, 1984, 262 pp.
- 2.75 D. W. Hobbs, "Alkali-Silica Reaction in Concrete", London, Thomas Telford, 1988, 183 pp.
- 2.76 M. Collepardi, G. Baldini and M. Pauri, "The effect of pozzolanas on the tricalcium aluminate hydration", Cement and Concrete Research, 8, núm. 6, 1978, pp. 741-51.
- 2.77 F. Massazza and U. Costa, "Aspects of the pozzolanic activity and properties of pozzolanic cements", Il Cemento, 76, núm. 1, 1979, pp. 3-18.
- 2.78 R. J. Collins and W. Gutt, "Research on long-term properties of high alumina cement concrete, Mag. Concr. Res., 40, núm. 145, 1988, 195-208.
- 2.79 N. J. Crammond, "Long-term performance of high alumina cement in sulphate-bearing environments", Calcium Aluminate Cements, Ed. R. J. Mangabhai, Proc. Int. Symp., Queen Mary and Westfield College, University of London, London, Chapman and Hall, 1990, pp. 208-21.
- 2.80 D. J. Cook, R. P. Parma and S. A. Damer, "The behaviour of concrete and cement paste containing rice husk ash", Proc. of a Conference on Hydraulic Cement Pastes: Their Structure and Properties, London, Cement and Concrete Assoc., 1976, pp. 268-82.
- 2.81 T. D. Robson, "The characteristics and applications of mixtures of Portland and high-alumina cements", Chemistry and Industry, núm. 1, London, 5 enero, 1952, pp. 2-7.
- 2.82 Building Research Establishment, "Assessment of chemical attack of high alumina cement concrete", Information Paper, IP 22/81, Watford, England, noviembre, 1981, 4 pp.
- 2.83 F. M. Lea, "Effect of temperature on high-alumina cement", Trans. Soc. Chem., 59, 1940, pp. 18-21.
- 2.84 J. B. Menzie, "Hazards, risks and structural safety", Structure Engineer, 10, núm. 21, 1995, pp. 357-63.

Capítulo 3

Propiedades de los agregados

Porque al menos tres cuartas partes del volumen del concreto están ocupadas por agregado, no es de extrañar de que la calidad de éste sea de suma importancia. Los agregados no sólo pueden limitar la resistencia del concreto, puesto que agregados débiles no pueden constituir un concreto resistente, sino que además sus propiedades afectan en gran medida tanto la durabilidad como el comportamiento estructural del concreto.

Originalmente, los agregados se consideraban un material inerte, que se repartía en toda la pasta de cemento, más que nada por razones económicas. Sin embargo, es posible asumir un punto de vista opuesto y pensar que los agregados son un material de construcción unido a un todo cohesivo por medio de la pasta de cemento, como sucede en las construcciones de mampostería. De hecho, los agregados no son realmente inertes y sus propiedades físicas, térmicas y, a veces, químicas, influyen en el comportamiento del concreto.

Los agregados son más baratos que el cemento y, por lo tanto, es más económico poner la mayor cantidad posible de aquéllos y la menor de éste. No obstante, la economía no es la única razón para utilizar agregados: éstos proporcionan además al concreto una enorme ventaja técnica, al darle mayor estabilidad volumétrica y más durabilidad que si se empleara solamente pasta de cemento.

Clasificación general de los agregados

Los tamaños de agregados utilizados³ en el concreto están en el rango de unos cuantos milímetros hasta partículas pequeñas de décimas de milímetro en sección transversal. El tamaño máximo que se usa en la realidad varía pero en cualquier mezcla se incorporan partículas de diverso tamaño. La distribución de las partículas según su tamaño se llama granulometría. Cuando se quiere hacer un concreto de baja

granulometría, se utilizan agregados que provienen de depósitos que contienen gran variedad de tamaños, desde el más pequeño hasta el más grande; esto se llama agregado sin cribar o agregado en bruto. La opción más común en la fabricación de concreto de buena calidad es obtener agregados en al menos dos grupos de tamaño; la división principal se hace entre agregado fino, llamado a menudo arena (por ejemplo en la norma BS 882:1992) no mayor de 5 mm (3/16 pulg.) y agregado grueso, que comprende el material mayor de 5 mm. En Estados Unidos, la división se hace por medio del tamiz núm. 4, de 4.75 mm (3/6 de pulg.) (véase la tabla 3.14). Posteriormente se tratará acerca de la granulometría, pero esta división básica hace posible entender la diferencia entre agregados finos y gruesos en anteriores descripciones. Cabe señalar que el uso del término agregado (que significa agregado grueso) en contraposición con arena, no es correcto.

Generalmente, se dice que la arena natural tiene como límite inferior de tamaño 60 o 70 μm o menos. El material entre 60 y 2 μm se clasifica como limo, y si son partículas más pequeñas, se los conoce como arcilla. La marga es un depósito blando que está formado por arena, limo y arcilla en proporciones aproximadamente iguales. Aunque el contenido de partículas menores de 75 μm se informa usualmente de manera global, la influencia del limo y arcilla en las propiedades del concreto resultante es muchas veces significativamente diferente, no sólo porque estas partículas difieren en tamaño, sino también en composición. Los métodos para determinar la proporción de material más pequeño que 75 μm y 20 μm , respectivamente, son prescritos en la norma BS 812: Sección 103.1:1985 y BS 812: Sección 103.2:1989.

Todas las partículas de agregado natural proceden originalmente de una masa mayor. Es posible que dicha masa se haya fragmentado por procesos naturales, como con el intemperismo o la abrasión, o que la fragmentación haya sido

artificial, mediante trituración. Por lo tanto, muchas de las propiedades de los agregados dependen de las de la roca original, por ejemplo, sus propiedades químicas, la composición mineral, la descripción petrográfica, la densidad, la dureza, la resistencia, la estabilidad física y química, la estructura del poro, el color. Por otra parte, hay propiedades que posee el agregado, pero que están ausentes en la roca original: la forma y el tamaño de la partícula, la textura superficial y la absorción. Todas estas propiedades pueden ejercer una influencia considerable en la calidad del concreto fresco o endurecido.

Solamente es razonable agregar que, aunque se pueden examinar *per se* estas diferentes propiedades del agregado, es difícil definir un buen agregado de otra manera que diciendo, que es un agregado a partir del cual se puede hacer un buen concreto (para las condiciones dadas). Mientras que un agregado cuyas propiedades sean óptimas en su totalidad siempre dará un buen concreto, lo contrario no siempre es cierto, por lo que se debe aplicar el criterio de comportamiento en el concreto. Se ha observado que ciertos agregados aparentemente inadecuados no causan ningún problema cuando se utilizan para hacer concreto. Por ejemplo, una muestra de roca se puede desintegrar cuando se congela, pero no le sucede necesariamente lo mismo cuando está ahogada en concreto, especialmente si las partículas de agregado están totalmente cubiertas de una pasta de baja permeabilidad. Sin embargo, los agregados que se consideran pobres en más de una característica, no suelen hacer un concreto satisfactorio, por lo que las pruebas realizadas en los agregados solos son de gran ayuda para determinar su conveniencia para utilizarlos en el concreto.

Clasificación de agregados naturales

Hasta ahora sólo se han tomado en cuenta los agregados que se forman a partir de materiales naturales; el presente capítulo tratará casi exclusivamente de este tipo de agregados. Sin embargo, el agregado también se puede fabricar con productos industriales: como por lo regular, en términos generales, los agregados artificiales son más pesados o más ligeros que el agregado común, por lo que se estudian en el capítulo 13. Los agregados hechos a partir de desecho son mencionados en la página 486.

Se puede hacer otra distinción entre los agregados que han sido reducidos a su actual tamaño por agentes naturales y aquellos que se han obtenido mediante la fragmentación deliberada de la roca.

Desde el punto de vista petrográfico, los agregados, ya sean triturados o reducidos a su tamaño por la naturaleza, se pueden dividir en varios grupos de rocas que tengan caracterís-

ticas similares. La clasificación de la norma BS 812: Parte 1: 1975 es muy útil y aparece en la tabla 3.1. La clasificación por grupos no implica la conveniencia de ningún agregado en especial para la fabricación de concreto; en cualquiera de los grupos se pueden encontrar materiales inadecuados, aunque algunos grupos tienden a ser mejores que otros. También es necesario recordar que para algunos agregados se utilizan ciertas marcas o nombres comerciales que con frecuencia no corresponden a la clasificación petrográfica. Los tipos de roca usados para agregados aparecen en una lista en la norma BS 812: Parte 102: 1989, y la norma BS 812: Parte 104: 1994 cubre los métodos de examen petrográfico.

La norma ASTM C 294-86 (reaprobada en 1991) proporciona descripciones de algunos de los minerales más importantes o más comunes en los agregados. Para poder reconocer las propiedades de los agregados es útil su clasificación mineralógica, pero ésta no proporcionará información básica para predecir su comportamiento en el concreto; ya que no hay minerales de utilidad universal y pocos son invariablemente malos. A continuación se resume la clasificación de la ASTM:

- ☐ Minerales silíceos (cuarzo, ópalo, calcedonia, tridimita, cristobalita)
- ☐ Feldespatos
- ☐ Minerales de mica
- ☐ Minerales de carbonato
- ☐ Minerales de sulfato
- ☐ Minerales de sulfuro de hierro
- ☐ Minerales ferromagnéticos
- ☐ Zeolitas
- ☐ Óxidos de hierro
- ☐ Minerales arcillosos

Los detalles concernientes a los métodos petrográficos y mineralógicos están fuera del objetivo de esta obra, pero es importante señalar que los exámenes geológicos de los agregados son muy útiles para evaluar su calidad y, especialmente, para comparar un agregado nuevo con otro cuyos antecedentes de servicio sean conocidos. Además, se pueden detectar propiedades adversas, tales como la presencia de alguna forma inestable de sílice. Hasta las pequeñas cantidades de minerales o rocas pueden tener una influencia grande en la calidad del agregado. En el caso de agregados artificiales, también es conveniente estudiar la influencia de los métodos de fabricación y del procesamiento. En la ref. 3.38 se puede hallar información detallada sobre agregado para concreto.

Tabla 3.1 Clasificación de los agregados naturales de acuerdo al tipo de roca (norma BS 812 Parte1:1975)

Grupo Basáltico	Grupo Pedernalino	Grupo Gábrico
Andesita	Horsteno	Diorita básica
Basalto	Pedernal	Gneis básico
Profiritas básicas		Gabro
Diabase		Roca de hornblenda
Doleritas de todas clases, incluyendo teralita y tesquerita		Norita
Epidiorita		Peridotita
Lamprófiro		Picrita
Cuarzo-dolerita		Serpentinita
Espilita		
Grupo Granítico	Grupo Arenisco (incluyendo rocas volcánicas fragmentadas)	Grupo Hornfélsico
Gnesis		Rocas alterada por contacto de todas clases, excepto el mármol
Granito		
Granodiorita		
Granulita	Arcosa	
Pegmatita	Grauvaca	
Cuarzo-diorita	Arenilla	
Sienita	Arenisca	
	Tufa	
Grupo Calizo	Grupo Porfirítico	Grupo Cuarzoso
Dolomita	Aplita	Arcilla refractaria
Piedra caliza	Dacita	Areniscas cuarzosas
Mármol	Felsita	Cuarcita recristalizada
	Granófiro	
	Queratófiro	
	Microgranito	
	Porfiria	
	Cuarzo-porfirita	
	Riolita	
	Traquita	
Grupo esquistoso		
Filita		
Esquisto		
Pizarra		
Todas las rocas muy agrietadas		

Muestreo

Se han normalizado pruebas de las diversas propiedades del agregado en muestras del material y, por lo tanto, los resultados de las mismas se aplican estrictamente sólo al agregado contenido en la muestra. Sin embargo, puesto que lo que estudia este inciso son los agregados a granel, tal como se suministran en la obra, o están disponible, es preciso ase-

gurarse de que la muestra analizada sea representativa de las propiedades promedio del agregado. A esa muestra se le llama representativa y, para. obtenerla, es necesario tomar ciertas precauciones.

Sin embargo, no se puede proporcionar ningún procedimiento detallado de muestreo, ya que las condiciones y situaciones que se presenten en la recolección de las muestras en el campo pueden variar mucho de un caso a otro. No obstante, un experimentador inteligente puede obtener resultados confiables si recuerda siempre que la muestra que debe tomar ha de ser representativa del total del material a considerar. Un ejemplo de un procedimiento cuidadoso puede ser el empleo de un cucharón en lugar de una pala, para evitar que rueden todas las partículas de ciertos tamaños al retirarla.

La muestra principal se forma de diferentes porciones tomadas de diversos puntos del total. El número mínimo de dichas porciones, llamadas incrementos, es diez, y su peso no deberá ser menor que el establecido en la tabla 3.2 para partículas de diferentes tamaños, como lo prescribe la norma BS 812: Parte 102:1989. Sin embargo, si la fuente de la que se obtienen las muestras es variable o está segregada, se deben tomar más incrementos y la muestra que se va a enviar para la prueba debe ser mayor. Esto se aplica especialmente a las pilas de material almacenadas; en las que los incrementos se tienen que tomar de todas partes de la pila, no sólo de la superficie, sino también del interior.

Tabla 3.2 Masa mínima de las muestras para prueba (Norma BS 812: Parte 102: 1989)

Tamaño máximo de partícula presente en proporciones importantes, mm	Masa mínima de la muestra para prueba, kg
28 o más grande	50
entre 5 y 28	25
5 o menos	13

La tabla 3.2 indica que la muestra principal puede ser bastante grande, especialmente cuando se utiliza agregado de gran tamaño, por lo tanto, la muestra se debe reducir antes de someterla a prueba. En todas las etapas de reducción es necesario asegurarse de que el material no pierda su carácter de representatividad, a fin de que la muestra real contenga todas las propiedades de la muestra principal y, por lo tanto, las mismas de los agregados a granel.

Hay dos maneras de reducir el tamaño de una muestra, ambas la dividen en partes iguales: en cuartos o en mitades. La división en cuartos se hace mezclando muy bien la muestra principal y, cuando contiene agregado fino, humedeciéndola para evitar la segregación. El material se apila para formar un cono, y se voltea después para formar un nuevo

cono. Este proceso se repite dos veces, depositando el material siempre en la punta del cono para que las partículas que vayan cayendo se distribuyan en forma uniforme alrededor de la circunferencia. El cono final se aplanan y se divide en cuartos. Se desecha un par de cuartos diagonalmente opuestos y los que quedan se usan para la muestra o, si todavía es demasiado abundante, se vuelve a repetir la operación de cuarteo. Se debe tener cuidado de incluir todo el material fino en el cuarto que corresponda.

Otra alternativa es dividir la muestra en mitades por medio de un separador de agregados (figura 3.1). Este es una caja que cuenta con una serie de divisiones paralelas verticales, que descargan alternativamente a la derecha y a la izquierda. La muestra se descarga a todo lo ancho del separador y cae en dos cajas colocadas al fondo de los canalones a ambos lados del aparato. Una de las partes se desecha y se repite la separación con la otra mitad hasta llegar a obtener el tamaño deseado. La norma BS 812:Parte 102: 1989 describe un separador típico. La separación da resultados menos variables que dividir en cuatro partes.

Forma y textura de partículas

Además del aspecto petrográfico de los agregados, son también importantes sus características externas, especialmente la forma y la textura superficial de las partículas. Es bastante difícil describir la forma de los cuerpos tridimen-

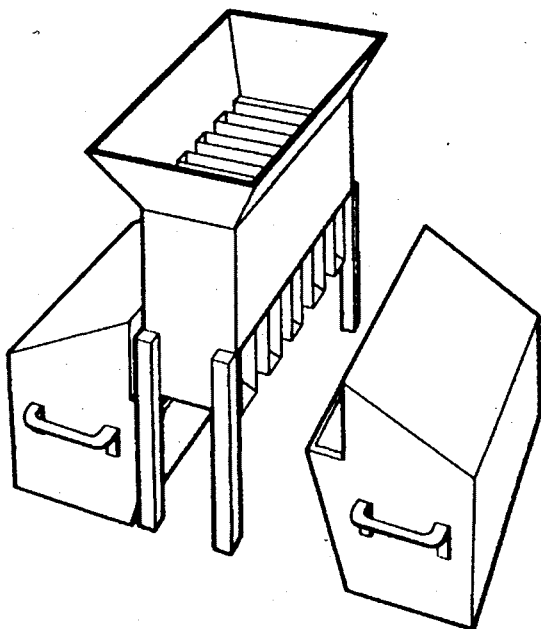


Figura 3.1 Separador de agregados.

sionales y, por lo tanto, es conveniente definir ciertas características geométricas de dichos cuerpos.

La redondez es la medida del filo o angularidad relativos de los bordes o esquinas de una partícula. La redondez está controlada principalmente por la resistencia a la compresión y a la abrasión de la roca original, y por la cantidad de desgaste a la que hayan estado sujetas las partículas. En el caso de agregados triturados, la forma de la partícula depende de no sólo de la naturaleza de la roca original, sino también del tipo de trituradora y su relación de reducción, es decir, de la relación que existe entre el tamaño del material que se introduce a la trituradora y el tamaño del producto terminado. Una clasificación amplia adecuada para determinar la redondez es la que se proporciona en la norma BS 812: Parte 1: 1975 y que se describe en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Clasificación de forma de partículas de la norma BS 812: Parte 1: 1975 con ejemplos

Clasificación	Descripción	Ejemplos
Redondeada	Completamente desgastadas por el agua o totalmente formadas por fricción	Grava de río o de playa; arena del desierto, de playa o acarreada por el viento
Irregular	Irregulares por naturaleza, parcialmente formadas por fricción o con bordes redondeados	Otras gravas; pizarra de superficie o subterránea
Escamosa	Materiales cuyo espesor es pequeño en comparación con sus otras dos dimensiones	Roca laminada
Angular	Con bordes bien definidos, formados en las intersecciones de caras aproximadamente planas	Rocas trituradas de dos tipos, taludes de tritos y escoria triturada
Alargada	Material que suele ser angular, pero cuya longitud es bastante mayor que las otras dos dimensiones	—
Escamosa y alargada	Material cuya longitud es bastante mayor que el ancho y el ancho bastante mayor que el espesor	—

Una clasificación que se usa a veces en los Estados Unidos de Norteamérica es la siguiente:

- ☐ *Bien redondeada* - sin superficie original
- ☐ *Redondeada* - han desaparecido casi todas sus caras
- ☐ *Subredondeada* - desgaste considerable, caras de área reducida

- ❑ *Subangular* - se observa cierto desgaste, pero las caras están intactas
- ❑ *Angular* - poca evidencia de desgaste

Puesto que el grado de empacamiento de las partículas de un tamaño depende de su forma, se puede calcular la angularidad de los agregados a partir de la proporción de cavidades que existan en una muestra compactada del modo prescrito. En la norma BS 812: Parte 1: 1975 se define el concepto de número de angularidad; éste se puede tomar como 67 menos el porcentaje de volumen sólido dentro de un tanque lleno de agregado de manera normalizada. El tamaño de las partículas utilizadas en la prueba se debe controlar dentro de límites estrechos.

En la expresión del número de angularidad, la cifra 67 representa el volumen sólido de la grava más redondeada, de tal manera que el número de angularidad mide el porcentaje de cavidades que excede a aquél de la grava redondeada (por ejemplo 33). Mientras mayor sea el número, más angular será el agregado, el rango para los agregados en la práctica será de 0 a 11. La prueba para angularidad, se usa rara vez. Un desarrollo reciente en la medición de la angularidad de los agregados, tanto gruesos como finos pero de un solo tamaño, es el factor de angularidad que se define como la relación entre el volumen sólido de los agregados sueltos y el volumen sólido de esferas de cristal de una granulometría especificada,^{3.41} de tal manera que se elimina el concepto de empaque y, así, se evitan los errores inherentes. Gaynor y Meininger^{3.63} han repasado críticamente varios otros métodos indirectos de determinación de la forma del agregado fino, pero ningún método generalmente aceptado está disponible.

El contenido de vacíos del agregado se puede calcular a partir del cambio en el volumen de aire cuando se aplica una reducción conocida de presión y, por lo tanto, se puede calcular también el volumen del aire, es decir, el volumen de los espacios intersticiales.^{3.52}

Una prueba indirecta de que el porcentaje de vacíos depende de la forma de las partículas, se observa en la figura 3.2, que se basa en los datos de Shergold.^{3.1} La muestra consistía en dos tipos de agregados, uno angular y otro redondeado, en proporciones variables, y se pudo observar cómo, conforme se aumentaba la cantidad de partículas redondeadas, disminuía la proporción de vacíos. El volumen de vacíos tiene influencia en la densidad del concreto que se puede lograr.

Otro aspecto relacionado con la forma de los agregados gruesos es la esfericidad, que se define como una función de la relación del área superficial de la partícula con respecto a su volumen. La esfericidad se relaciona con la estratificación y el clivaje de la roca original, y también recibe la

influencia del tipo de equipo de trituración, cuando el tamaño de las partículas ha sido reducido por medios artificiales. Las partículas con una alta relación área superficial/volumen son de especial interés ya que ellas aumentan la demanda de agua para una trabajabilidad dada de la mezcla de concreto.

No hay duda de que la forma de las partículas de agregado fino tiene influencia en las propiedades de la mezcla, las partículas angulares requiriendo más agua para una trabajabilidad dada; pero todavía no hay disponible un método objetivo de medir y expresar la forma, a pesar de los intentos que utilizan la medición del área superficial proyectada y otras aproximaciones geométricas.

En lo que corresponde al agregado grueso, se prefiere la forma equidimensional de partículas, pues las que se apartan significativamente de tal forma tiene un área superficial mayor y se empaican de una manera anisotrópica. Dos tipos de partículas que se apartan de la forma equidimensional son de interés: elongadas y laminadas. Este último tipo puede también afectar adversamente la durabilidad del concreto, pues las partículas laminadas tienden a orientarse en un plano, con el agua de sangrado y huecos de aire formándose debajo.

La masa de partículas laminadas expresada como un porcentaje de la muestra se llama el *índice de laminación*. El índice de elongación se define en forma similar. Algunas partículas son tanto laminadas como elongadas, y, en consecuencia, se cuentan en ambas categorías.

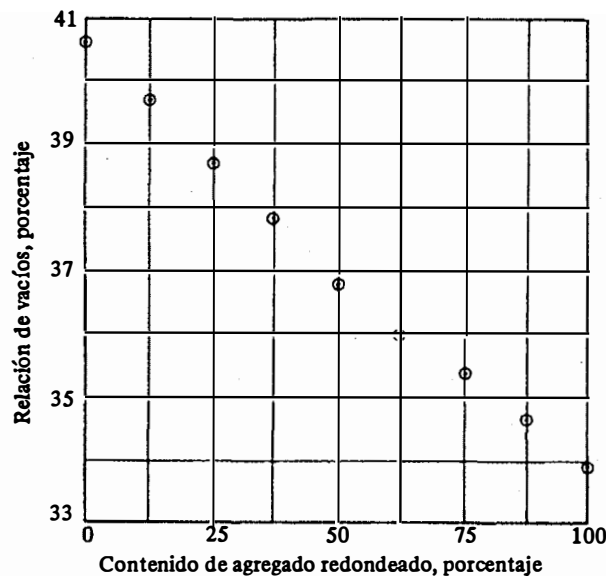


Figura 3.2 Influencia de la angularidad del agregado en la relación de vacíos.^{3.1} (Derechos de autor reservados a la Corona Británica.)

Tabla 3.4 Textura superficial de los agregados (BS 812: Parte 1: 1975) con ejemplos

Grupo	Textura superficial	Características	Ejemplos
1	Vítrea	Fractura de concha	Pedernal negro, escoria vítrea
2	Lisa	Desgastada por el agua o lisa debido a fractura de roca laminada o de roca de grano fino	Grava, horsteno pizarra, mármol, algunas riolitas
3	Granular	Fracturas que muestran granos más o menos redondeados en forma uniforme	Arenisca, oolita
4	Áspera	Fractura áspera de roca de granos finos o medianos, que contengan partes cristalinas difíciles de detectar	Basalto, felsita pórfido, caliza
5	Cristalina	Con partes cristalinas fáciles de detectar	Granito, gabbro gneis
6	En forma de panal	Con vacíos y poros visibles	Ladrillo, piedra pómez, escoria espumosa, clinker, arcilla expandida

La clasificación se hace por medio de medidores simples descritos en la norma BS 812: Sección 105.1:1989 y BS 812: Sección 105.2:1990. La división se basa en una suposición bastante arbitraria que dice que una partícula es laminada si su espesor (la menor dimensión) es menor de 0.6 veces el tamaño promedio, del tamiz del tamaño de fracción a la que pertenece la partícula. Asimismo, una partícula cuya longitud (la mayor dimensión) es mayor de 1.8 veces el tamaño promedio del tamiz al que pertenece la fracción, se dice que es alargada. El tamaño promedio se define cómo la media aritmética del tamaño del tamiz que acaba de retener la partícula y el del tamiz por el que acaba de pasar. Cuando se requiera un control más cuidadoso del tamaño de las partículas, no deben considerarse los tamices de la serie estándar para agregados de concreto, sino: 75.0, 63.0, 50.0, 37.5, 28.0, 20.0, 14.0, 10.0 y 6.30 mm (o del orden de 3, 2½, 2, 1½, 1¼, ¾, ½, ⅜, y ¼ pulg.). Las pruebas de laminación y elongación son útiles para las evaluaciones generales de los agregados, pero no describen adecuadamente la forma de la partícula.

Generalmente se considera indeseable la presencia de partículas elongadas en exceso de 10 a 15 por ciento de la masa de agregado grueso, pero no se han puesto límites reconocidos. La Norma Británica BS 882:1992 limita el índice de laminación del agregado grueso a 50 para grava natural y a 40 para agregado grueso triturado o parcialmente triturado. Sin embargo, para superficies de desgaste, se requieren valores inferiores del índice de laminación.

La *textura superficial* del agregado afecta a su adherencia a la pasta de cemento y también influye en la demanda de agua de la mezcla, especialmente en el caso de agregado fino.

La clasificación de la textura superficial se basa en el grado de pulimentación u opacidad, pulido o aspereza de la partícula, también se debe definir el tipo de aspereza. La textura superficial depende de la dureza, tamaño de grano y características de poro del material original (las rocas duras, den-

sas y de grano fino generalmente tienen superficies fracturadas lisas), así como del grado en que la han alizado o vuelto áspera, las fuerzas que actúan sobre la cara de la partícula. La estimación visual de la aspereza de la superficie es bastante confiable pero, con objeto de evitar mal entendidos, deberán seguirse las especificaciones que aparecen en la tabla 3.4, que pertenecen a la norma BS 812: Parte 1: 1975. No existe ningún método conocido para medir la aspereza de una superficie, pero el enfoque de Wright^{3,2} es interesante: la interfase entre una partícula y una resina en la que se fragua, se magnifica y se determina la diferencia entre la longitud del perfil y la de una línea de disparidad compuesta de una serie de cuerdas. Esto se toma como la medida de la aspereza. Se obtienen resultados susceptibles de reproducirse, pero el método es laborioso y no se emplea en gran medida.

Otra solución es el empleo de coeficientes: de forma y de textura superficial, evaluados a partir del método de serie de Fourier, que supone a priori, variaciones del sistema armónico, así como de un coeficiente modificado de aspereza total.^{3,53} Es dudoso que este tipo de enfoques sirva para evaluar y comparar el amplio rango de propiedades de formas y texturas que se encuentran en la práctica. Ozal^{3,65} revisa algunos otros enfoques.

Aparentemente la forma y textura de la superficie de los agregados ejerce gran influencia en la resistencia del concreto. Se ve más afectada la resistencia a la flexión que la resistencia a la compresión, y los efectos de la forma y textura superficiales son especialmente importantes en el caso de concretos de alta resistencia. En la tabla 3.5 aparecen algunos datos de Kaplan,^{3,3} pero no proporcionan más que una indicación del tipo de influencia, ya que posiblemente no se hayan tomado en cuenta otros factores. No se sabe todavía cual es la función total de la forma y de la textura de los agregados en el desarrollo de resistencia del concreto, pero es posible que una textura más áspera de por resultado una mayor fuerza de adherencia entre las partículas y la matriz

Tabla 3.5 Importancia relativa promedio de las propiedades del agregado que afectan la resistencia del concreto ^{3.3}

Propiedades del concreto	Efectos relativos de las propiedades del agregado, por ciento		
	Forma	Textura superficial	Método de elasticidad
Resistencia a la flexión	31	26	43
Resistencia a la compresión	22	44	34

N.B. Los valores representan la relación de la variación debida a cada una de las propiedades, respecto a la variación total tomada en cuenta para las tres características del agregado en la prueba de tres mezclas hechas con 13 agregados.

de cemento. Así mismo, la mayor área superficial del agregado angular significa que se puede lograr una fuerza más grande de adherencia.

La forma y textura del agregado fino ejercen un efecto significativo sobre el requisito de agua para mezclas hechas con determinados agregados. Si estas propiedades del agregado fino se expresan indirectamente

por la constitución interna del mismo, es decir, por el porcentaje de vacíos en estado suelto (véase la página 888, por lo que la influencia en el requisito de agua es muy importante ^{3.42} (véase la figura 3.3). La influencia, de las vacíos en el agregado grueso es menos definitiva. ^{3.4 2}

La laminación y la forma del agregado grueso en general tienen un efecto notable sobre la trabajabilidad del concreto.

La figura 3.4, que es una reproducción de la que aparece en el artículo de Kaplan ^{3.4} muestra el patrón de la relación que existe entre la angularidad del agregado grueso y el factor de compactación del concreto fabricado con él. El aumento de angularidad de mínimo a máximo reduciría el factor de compactación alrededor de 0.09, pero está claro que, en la práctica, no puede haber una relación única entre los dos factores, pues otras propiedades del agregado que afectan también la trabajabilidad. Sin embargo, los resultados experimentales de Kaplan ^{3.4} no confirman que la textura superficial sea un factor.

Adherencia del agregado

La adherencia entre el agregado y la pasta de cemento es un factor importante para la resistencia del concreto, especialmente la resistencia a la flexión, pero no se ha comprendido la naturaleza de la adherencia. La adherencia se debe en parte a que el agregado y la pasta se entrelazan debido a la aspereza de la superficie del primero. Una superficie áspera, como la de las partículas trituradas, da como resultado una mejor adherencia, por causa de entrelazado mecánico que también se consigue cuando se usan materiales compuestos por partículas suaves, porosas y mineralógicamente heterogéneas. Por lo general, las características de textura que no permiten la penetración de las partículas por la superficie no producen una buena adherencia. Además, hay otras propiedades químicas y físicas de los agregados que afectan la adherencia, que están relacionadas con su com-

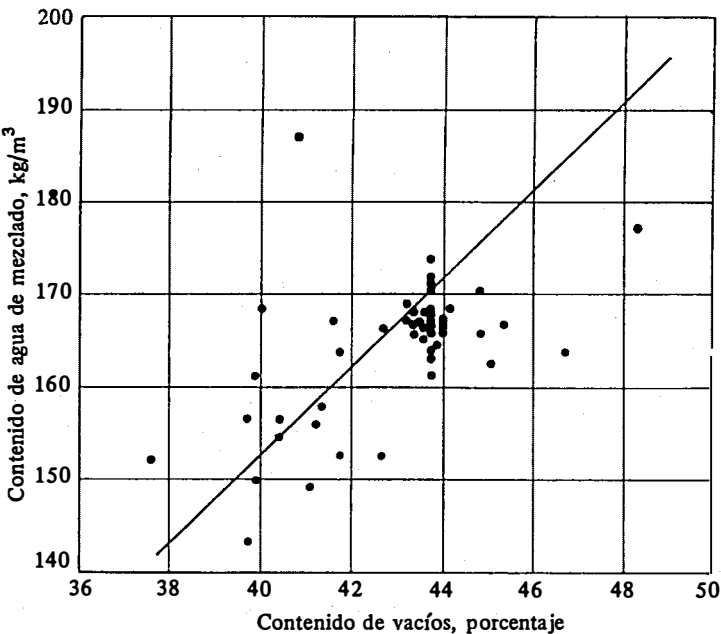


Figura. 3.3 Relación entre el contenido de vacíos de la arena en un estado suelto y el agua requerida para el concreto hecho con la arena dada. ^{3.4 2}

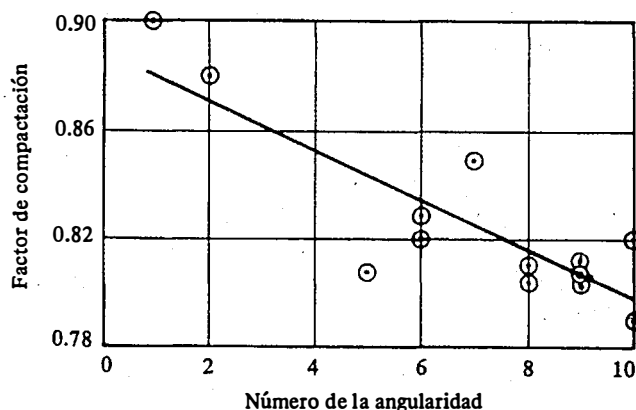


Figura. 3.4 La relación entre el número de angularidad del agregado y el factor de compactación del concreto hecho con el agregado dado.^{3,4}

posición mineralógica y química y con las condiciones electrostáticas de la superficie de la partícula. Por ejemplo, debe existir algún tipo de adherencia química en el caso de la dolomita, la caliza^{3,54} y, posiblemente, los agregados silíceos; además, en la superficie de las partículas pulidas se desarrollan ciertas fuerzas capilares. Sin embargo, muy poco se sabe acerca de estos fenómenos, y todavía es necesario confiar en la experiencia para predecir la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento hidratada que lo rodea. En todo caso, para un buen desarrollo de adherencia, es necesario que la superficie del agregado esté limpia y libre de partículas de arcilla que se adhieren.

La determinación de la calidad de adherencia de los agregados es bastante difícil y no existen pruebas aceptadas. Generalmente, cuando hay buena adherencia, el espécimen de concreto triturado de concreto de resistencia normal deberá contener algunas partículas de agregados fracturadas de lado a lado, además de aquellas mucho más numerosas arrancadas de su sitio. El exceso de partículas fracturadas, sugiere sin embargo que el agregado es demasiado débil. Puesto que depende de la resistencia de la pasta lo mismo que de las propiedades de la superficie de los agregados, la resistencia causada por la adherencia aumenta directamente con la edad del concreto parece ser que la relación de la resistencia de adherencia con la de la pasta de cemento aumenta con el tiempo.^{3,43} Entonces, siempre que sea adecuada, la resistencia de adherencia por sí misma puede no ser un factor de control de la resistencia del concreto ordinario. Sin embargo, en concreto de alta resistencia, existe probablemente una tendencia para que la resistencia de adherencia sea menor que la resistencia de tensión de la pasta de cemento hidratado de manera que ocurra falla preferencial en adherencia. Realmente, la interfase del agregado y la pasta de cemento que lo rodea es de importancia, porque el

agregado grueso representa una discontinuidad e introduce un efecto de pared.

Barnes y otros^{3,64} hallaron placas de hidróxido de calcio orientadas en forma paralela a la superficie común con C-S-H detrás. También, la zona común de la superficie es rica en las partículas más finas del cemento y tiene una relación de agua más alta que la masa de la pasta de cemento. Estas observaciones explican el papel particular del humo de sílice en mejorar la resistencia del concreto. (véase la página 470). El problema de la falla del concreto se analiza en forma más completa en el capítulo 6.

Resistencia del agregado

Está claro que la resistencia a la compresión del concreto no puede exceder de la mayor parte de los agregados que contiene, aunque no es fácil establecer cuál es la resistencia de las partículas individuales. De hecho, es difícil probar la resistencia a la trituración de partículas individuales del agregado y, generalmente, la información necesaria se tiene que obtener por medio de pruebas indirectas: valor de trituración de agregado a granel, fuerza requerida para compactar agregado a granel, y comportamiento de agregado en el concreto.

Esto último significa que los agregados se habrán probado en experimentos previos, o que se han analizado en una mezcla de concreto con agregados probados de antemano cuya resistencia sea conocida. Si el agregado que se está sometiendo a prueba conduce a una resistencia del concreto a la compresión más baja, en especial si hay muchas partículas fracturadas después de que se ha fracturado la muestra de concreto, entonces la resistencia del agregado es menor que la resistencia nominal a la compresión de la mezcla de concreto en la que se ha incorporado dicho agregado. Queda claro que ese tipo de agregado sólo puede utilizarse en un concreto de menor resistencia. Es por ejemplo, el caso de la laterita, un material ampliamente empleado en África, el Sur de Asia y Sudamérica, donde pocas veces se puede producir un concreto con una resistencia mayor a los 10 MPa.

El hecho de que la resistencia de los agregados no sea adecuada representa un factor limitante, pues las propiedades de los agregados influyen, hasta cierto punto, en la resistencia del concreto, aun cuando el agregado tenga suficiente resistencia propia como para no fracturarse prematuramente. Si se comparan concretos hechos con diferentes agregados, se observará que la influencia de éstos en la resistencia del concreto es cualitativamente la misma, sin tomar en cuenta las proporciones de la mezcla o si el concreto ha sido sometido a pruebas de compresión o de tensión.^{3,5} Es posi-

ble que la influencia del agregado en la resistencia del concreto no se deba sólo a la resistencia mecánica del agregado, sino también, en grado importante, a sus características de absorción y adherencia.

En términos generales, la resistencia y elasticidad de los agregados dependen de su composición, textura, y estructura. Por lo que una baja resistencia puede deberse a la debilidad de los granos que lo constituyen, o bien, a que siendo éstos suficientemente resistentes no están bien unidos o cementados unos con otros.

Pocas veces se determina el módulo de elasticidad de los agregados; sin embargo, esto es importante ya que el módulo de elasticidad del concreto suele ser mayor a medida que aumenta el valor del módulo de elasticidad de los agregados que lo constituyen, aunque también depende de otros factores. El módulo de elasticidad del agregado también afecta la magnitud de la fluencia y la contracción que pueda lograr el concreto (véase la página 314). Una incompatibilidad grande entre los módulos de elasticidad del agregado y de la pasta de cemento hidratada afecta adversamente el desarrollo del microagrietamiento en la interfase agregado-matriz.

Un buen valor promedio de resistencia a la trituración de los agregados será del orden de 200 MPa, pero muchos agregados excelentes pueden llegar a tener una resistencia baja de hasta 80 MPa. En el caso de cierta cuarcita, el valor máximo registrado ha sido de 530 MPa. En la tabla ^{3.6} aparecen valores para otros tipos de roca. Cabe señalar que la resistencia requerida en los agregados es considerablemente

mayor que las incluidas dentro de la serie de las resistencias del concreto, porque los esfuerzos reales ejercidos en los puntos de contacto entre las partículas individuales contenidas en el concreto, pueden ser mucho mayores que el esfuerzo nominal de compresión aplicado.

Por otra parte, los agregados que tienen resistencia y módulo de elasticidad bajos o moderados, pueden ser valiosos para conservar la durabilidad del concreto. Los cambios en el volumen del concreto, que surgen por causas de hidratación o térmicas, llevan a un esfuerzo más bajo en la pasta de cemento hidratado cuando el agregado es compresible. Así la compresibilidad del agregado reduciría el esfuerzo en el concreto, mientras que un agregado fuerte y rígido podría llevar al agrietamiento de la pasta de cemento que lo rodea.

Cabe señalar que no existe ninguna relación general entre la resistencia y el módulo de elasticidad de los diversos agregados. ^{3.3} Se ha descubierto, por ejemplo, que algunos granitos tienen un módulo de elasticidad de 45 GPa, y el gabro y la diabasa un módulo de 85.5 GPa, y que la resistencia de esas rocas cae dentro del rango de 145 a 170 MPa. Se han llegado a encontrar valores mayores de 160 Gpa.

Una prueba para medir la resistencia a la compresión de cilindros de roca preparados se acostumbra prescribir. Sin embargo, los resultados de tal prueba son afectados por la presencia de planos débiles de la roca lo cual puede no ser importante una vez que la roca se ha reducido al tamaño usado en concreto. En esencia, la prueba de resistencia a la trituración mide la calidad de la roca base en lugar de la cali-

Tabla 3.6 Resistencia a la compresión de rocas de América utilizadas comúnmente como agregados para concreto ^{3.6}

Tipo de roca	Número de muestras	Resistencia a la compresión					
		Promedio [†]		Después de la eliminación de extremos [‡]			
				Máximo		Mínimo	
		k g/cm ²	MPa	k g/cm ²	MPa	k g/cm ²	MPa
Granito	278	1842	181	2622	257	1167	114
Felsita	12	3304	324	5365	526	1223	120
Roca tíaopeana	59	2890	283	3846	377	2053	201
Caliza	241	1617	159	2454	241	949	93
Arenisca	79	1336	131	2447	240	450	44
Mármol	34	1188	117	2489	244	520	51
Cuarcita	26	2566	252	4310	423	1265	124
Gneis	36	1498	147	2397	235	956	94
Esquisto	31	1730	170	3030	297	928	91

*Para la mayoría de las muestras, la resistencia a la compresión es un promedio de 3 a 15 especímenes.

†Promedio de todas las muestras.

‡10 % de todas las muestras probadas con los valores más altos o más bajos se han eliminado por no ser representativo del material.

dad de los agregados según se usan en el concreto. Por esta razón la prueba se usa raramente.

A veces se determinan las resistencias de muestras tanto húmedas como secas. La relación entre estas dos resistencias es la medida del efecto de ablandamiento y, cuando éste es alto, se puede sospechar que la roca de que se trata tiene baja durabilidad.

Una prueba para determinar las propiedades de trituración del agregado a granel es la que se conoce con el nombre de prueba de valor de trituración de la norma BS 812: 110: 1990, la cual mide resistencia a la pulverización.^{3,38} El valor de trituración es una guía útil al tratar con agregados de comportamiento desconocido, particularmente cuando se puede sospechar de resistencia menor. No hay ninguna relación física clara entre este valor de trituración y la resistencia a la compresión, pero los resultados de las dos pruebas usualmente están en concordancia.^{3,75}

El material que se sujete a prueba para valor de trituración deberá pasar por el tamiz de muestreo de 14.0 mm (1/2") y ser retenido por un tamiz de 10.0mm (3/8"). Sin embargo, cuando no se tengan disponibles partículas de este tamaño se podrá utilizar material de otro tamaño; pero los granos que sean mayores de lo normal tenderán a dar un mayor valor de trituración y los más pequeños un valor menor del que se obtendría de una roca de tamaño estándar. La muestra que va a ser probada deberá secarse en un horno a 100 o 110 °C durante cuatro horas. Después se colocará en un molde cilíndrico y se apisonarán según lo prescrito. Se coloca un émbolo en la superficie superior del agregado y se lleva a la máquina de prueba de compresión para sujetarse a una carga de 400 kN (presión de 22.1 MPa) sobre el área bruta del émbolo; se va aumentando gradualmente la carga durante un período de 10 minutos. Una vez retirada la carga, se saca el agregado y se pasa por un tamiz de prueba de 2.36 mm (Núm. 8 de la ASTM*) en caso de emplear una muestra de 14.0 a 10.0 mm (1/2 a 3/8") de tamaño normal; para agregados de otros tamaños, la norma BS 812: parte 110:1990 prescribe el tamaño de tamiz. La relación de masa del material que pasa el tamiz más pequeño respecto de la masa total de la muestra se llama el valor de trituración del agregado. Los intentos de desarrollar una prueba para agregados de peso ligero, similar a la prueba de valor de trituración descrita, se han hecho pero no se han normalizado.

La prueba para obtener el valor de trituración es bastante insensible a la variación de resistencia de los agregados más débiles; es decir, aquéllos cuyo valor de trituración es ma-

yor de 25. Esto se debe a que, una vez triturados y antes de que se les aplique la carga total de 400 kN, estos materiales más débiles se compactan de tal manera que la cantidad de trituración que ocurre durante las últimas etapas de la prueba se reduce. De la misma manera, las partículas laminadas aumentan el valor de trituración.^{3,38} Por estas razones, se ha presentado una prueba del valor de diez por ciento de finos, y se incluye en la norma BS 812: parte 11:1990. En esta prueba se usa, el aparato de la prueba normal de trituración para determinar la carga requerida para producir un 10% de agregados finos a partir de partículas de 14.0 a 10.0 (1/2 a 3/8") compactadas en un cilindro. Esto se logra aplicando sobre el émbolo una carga creciente para lograr una penetración en 10 minutos, aproximadamente:

- 15 mm para agregado redondeado
- 20 mm para agregado triturado
- 24 mm para agregado alveolado (como la lutita expandida y la escoria espumosa)

Esta penetración deberá dar por resultado un porcentaje de finos que pasen el tamiz de 2.36 mm (ASTM núm. 8) del orden del 7.5 al 12.5 %. Si y es el porcentaje real de finos debido a la carga máxima de x toneladas, entonces la carga que se requiere para producir un 10 por ciento de agregados finos estaría dada por: $14x + 4$

Cabe señalar que en esta prueba, a diferencia de la prueba estándar del valor de trituración, un resultado numérico mayor denota mayor resistencia del agregado. La norma británica BS 882: 1992 prescribe un valor mínimo de diez por ciento de finos de 150 kN para agregado que se va a usar en pisos para servicio pesado, 100 kn para concreto para superficies de desgaste, y 50 kN al usarse en otros concretos.

La prueba de valor del 10% de agregados finos muestra una correlación bastante buena con los resultados de la prueba estándar de trituración, para agregados mas resistentes, mientras que para agregados más débiles la prueba del valor del 10% de agregados finos es más sensible y nos presenta una imagen más veraz de las diferencias que existen entre muestras más o menos débiles. Por esta razón, la prueba se emplea para evaluar los agregados ligeros, pero no hay una relación sencilla entre los resultados de la prueba y el límite superior de resistencia de un concreto fabricado con agregado dado.

Otras propiedades mecánicas de los agregados

Se tiene varias propiedades mecánicas de los agregados que son de interés, en especial cuando hay que utilizar dichos

*Para el número de tamices véase la Tabla 3.14

agregados para la construcción de pavimentos o van a estar sujetos a un gran desgaste.

La primera de ellas es tenacidad, que se puede definir como la resistencia de una muestra de roca a la falla por impacto. Aunque esta prueba revelaría los efectos adversos de la acción de la intemperie en la roca, no se utiliza.

También es posible determinar el valor de impacto del agregado a granel; la tenacidad así determinada se relaciona con el valor de trituración y, de hecho, se puede utilizar como una prueba alternativa. El tamaño de las partículas probadas es el mismo que en la prueba que determina el valor de trituración, y también son iguales los valores permásibles de las fracciones trituradas menores que el tamiz de 2.36 mm (ASTM Núm. 8). El impacto se aplica con un martillo estandarizado que se deja caer impulsado por su propio peso, 15 veces sobre el agregado, el cual se encuentra en un recipiente cilíndrico. Este sistema da como resultado una fragmentación similar a la producida por la presión del émbolo en la prueba de valor de trituración. Los detalles de la prueba están prescritos en la norma BS 812: Parte 112; 1990, y la norma BS 882:1992 prescribe los valores máximos siguientes:

- ☐ 25 por ciento cuando el agregado se va a usar en pisos de servicio pesado,
- ☐ 30 por ciento cuando el agregado se va a usar en concreto para superficies de desgaste, y
- ☐ 45 por ciento cuando se va a usar en otros concretos.

Estas cifras son una guía útil, pero es claro que no es posible establecer una correlación directa entre el valor de trituración y el comportamiento del agregado dentro del concreto o en la resistencia del mismo.

Una de las ventajas de la prueba por impacto es que se puede llevar a cabo en la obra, con ciertas modificaciones, como la medición de las cantidades por volumen, no por masa, aunque puede ser que la prueba no sirva para los propósitos estipulados.

Además de la resistencia y la tenacidad, se deberán tomar en cuenta otras propiedades mecánicas del concreto, como la dureza y la resistencia al desgaste que se requiere conocer al construir pavimentos y pisos cuyas superficies están sujetas a tráfico pesado. Existen varias pruebas, y es posible causar desgaste por abrasión; es decir, frotando un material extraño contra la piedra que se está analizando, o por frotación de las partículas de la piedra entre sí.

Puede ser valioso observar que algunas rocas de piedra caliza son sujetas a desgaste, y su uso en pavimento de concreto deberá ser condicional en pruebas de abrasión. En otros as-

pectos, muchos agregados de piedra caliza, aun cuando porosos, pueden producir concreto satisfactorio.^{3.67}

La abrasión de especímenes de roca ya no se determina y, en la conservación de la tendencia de probar agregado a granel, la norma BS 812: Parte 113: 1990 prescribe una prueba de valor de abrasión en partículas de agregado. Las partículas de agregado entre 14 y 10.2 mm, son partículas laminadas removidas, son encajadas en resina en una sola capa. La muestra se sujeta a abrasión en una máquina estandarizada, la piedra abrasiva es girada a 500 revoluciones con arena de cuarzo, Leighton Buzzard (véase la página 37) que se alimenta continuamente a una razón prescrita. El valor de abrasión del agregado se define en función de la pérdida de porcentaje en masa en abrasión, de manera que un valor alto denota una resistencia baja a la abrasión. Es probable que la norma BS 812: Parte 113:1990 vaya a ser sustituida por una norma europea, la cual existe como una *norma en proyecto*, pero en la norma 1097: Parte 1. Ésta prescribe la determinación de un así llamado, coeficiente micro Deval, el cual es una medida de desgaste de partículas de agregado de 10 a 14 mm producido por fricción entre esas partículas y una carga abrasiva en un tambor que gira. El coeficiente representa el porcentaje de pérdida de masa en la forma de partículas reducidas a un tamaño menor de 1.6 mm.

La prueba (Deval) de atrición utiliza también agregado a granel pero ya no se utiliza porque da sólo pequeñas diferencias numéricas entre agregados que difieren ampliamente.

Existe una prueba que se practica en América del Norte llamada prueba de Los Angeles, que combina desgaste por frotación con abrasión. También se usa con cierta frecuencia en otros países, porque sus resultados muestran buena correlación, no sólo con el desgaste real del agregado cuando se usa en el concreto, sino también con las resistencias a la compresión y a la flexión del concreto hecho con dichos agregados. En esta prueba, se colocan agregados de una granulometría específico dentro de un tambor cilíndrico montado horizontalmente y con un entrepaño en su interior. Se le añade una carga de bolas de acero y se hace girar el tambor determinadas revoluciones. Al caerse y golpearse el agregado con las bolas de acero se produce abrasión y desgaste por frotación, y este efecto se mide de la misma manera que en la prueba de desgaste.

La prueba de Los Angeles se puede aplicar a agregados de diferentes tamaños y obtener el mismo desgaste, utilizando la masa apropiada de la muestra de agregados, de la carga de bolas de acero, así como el número adecuado de revoluciones por minuto. La norma ASTM C 131-89 indica las diferentes cantidades. Sin embargo, la prueba de Los Angeles

Tabla 3.7 Valores promedio de prueba para rocas Británicas de diversos grupos*

Grupo de roca	Resistencia a la trituración		Valor de trituración del agregado	Valor de abrasión	Valor de impacto	Valor de desgaste [†]		Peso específico
	kg/cm ²	MPa				en condiciones secas	en condiciones húmedas	
Basalto	2039	200	12	17.6	16	3.3	5.5	2.85
Pedernal	2109	205	17	19.2	17	3.1	2.5	2.55
Gabro	2003	195	-	18.7	19	2.5	3.2	2.95
Granito	1898	185	20	18.7	13	2.9	3.2	2.69
Arenisca	2250	220	12	18.1	15	3.0	5.3	2.67
Hornelsa	3480	340	11	18.8	17	2.7	3.8	2.88
Caliza	1687	165	24	16.5	9	4.3	7.8	2.69
Pórfido	2355	230	12	19.0	20	2.6	2.6	2.66
Cuarzita	3339	330	16	18.9	16	2.5	3.0	2.62
Esquisto	2496	245	-	18.7	13	3.7	4.3	2.76

* Cortesía del finado profesor J.F. Kirkaldy.

† Un valor menor denota mejor calidad.

es muy útil para evaluar el comportamiento del agregado fino al ser sujeto a atrición en mezclado prolongado; el agregado fino de piedra caliza es probablemente uno de los materiales más comunes que experimentan esta degradación. Por esta razón, los agregados finos desconocidos se deberán sujetar, además de a las pruebas normales, a una prueba de desgaste en estado húmedo para determinar la cantidad menor del tamiz 75 μm (Núm. 200 ASTM). El grado hasta el cual el agregado fino se puede sujetar a degradación en la mezcladora se puede determinar por el método de la ASTM C 1137-90.

En la tabla 3.7 se indican los valores promedio de la resistencia a la trituración, el valor de trituración de los agregados, la abrasión, el impacto y el desgaste para los diferentes grupos de rocas de la norma BS 812: Parte 2: 1975. Cabe señalar que los valores para los hornfelsos y los esquistos se basan solamente en unos cuantos especímenes; en apariencia, dichos grupos aparentan ser mejores de lo que son en realidad, supuestamente porque sólo se probaron hornfelsas y esquistos de buena calidad. Por regla general, no son muy adecuados para la fabricación de concreto. Asimismo, no se incluye el yeso en el grupo de datos concernientes a las piedras calizas, porque no suele ser adecuado como agregado para concreto.

En cuanto a su resistencia a la trituración, el basalto es sumamente variable. Los basaltos frescos que contienen poca olivina llegan a valores de 400 MPa, mientras que los basaltos desintegrados que se hallan en el otro extremo de la escala, pueden tener una resistencia no mayor de 100 MPa. Las calizas y los pórfidos muestran una variación de resistencia

mucho menor y, en Gran Bretaña, los pórfidos han demostrado un comportamiento general bueno bastante mejor que el del granito, el cual tiende a ser variable.

En la tabla 3.8 aparece una indicación de la exactitud de los resultados de las diferentes pruebas. En ella se enumeran las muestras que se deben probar, a fin de asegurar un 90 por ciento de probabilidad de que el valor medio para las muestras esté no más allá de ± 3 por ciento y, también, no más allá de ± 10 por ciento de la media verdadera.^{3,40} El valor de trituración del agregado parece ser bastante uniforme. Por otra parte, los especímenes preparados muestran mayor dispersión de resultados que las muestras de agregados a granel, lo cual, por supuesto, ya se esperaba. Mientras las diversas pruebas que se describen en esta sección y en las siguientes dan una idea de la calidad de los agregados, no es posible pronosticar, a partir de las propiedades de los agregados, el desarrollo de la resistencia potencial del concreto fabricado con ellos y, de hecho, todavía no ha sido posible traducir las propiedades físicas de los agregados en las propiedades del concreto.

Peso específico

Puesto que el agregado, tanto permeable como impermeable, suele contener poros (véase la página 89) será necesario definir con mucho cuidado el significado del término peso específico, pues en verdad existen varios tipos de peso específico.

El peso específico absoluto se refiere al volumen del material sólido que excluye todos los poros, y se puede definir,

Tabla 3.8 Reproductividad de los resultados de las pruebas en los agregados.^{3.40}
(Derechos de autor reservados a la Corona Británica)

Prueba	Coeficiente de variación, porcentaje	Número de muestras por probarse para garantizar una probabilidad del 0.9 de que la medida esté	
		entre + 3% de la media real	+ 10 % de la media real
Atrición en condiciones secas	5.7	10	1
Atrición en condiciones húmedas	5.6	9	1
Abrasión	9.7	28	3
Impacto del espécimen preparado	17.1	90	8
Impacto en el agregado a granel	3.0	—	—
Resistencia a la trituration	14.3	60	6
Valor de trituration del agregado	1.8	1	—
Prueba de Los Angeles	1.6	1	—

como resultado de esto, como la relación de la masa del sólido, referido a vacío, respecto de la masa de un volumen igual de agua destilada libre de gases, tomadas ambas a una temperatura dada. Así, para eliminar el efecto de poros impermeables totalmente encerrados, el material se tiene que pulverizar, y la prueba es tanto laboriosa como sensitiva. Afortunadamente, no se requiere normalmente en trabajos de tecnología de concreto.

Si se considera que el volumen del sólido debe incluir los poros impermeables, pero no los capilares, la palabra aparente debe calificar el peso específico resultante. Por lo tanto, el peso específico aparente es la relación de la masa del agregado secado al horno a 100- 110 °C durante 24 horas, respecto de la masa del agua que ocupa un volumen igual al del sólido, incluyendo los poros impermeables. Esta última masa se determina por medio de un tanque que se puede llenar de agua con precisión hasta alcanzar un volumen específico. De tal manera que, si la masa de la muestra secada al horno es D, la masa del tanque lleno de agua es B y la masa del tanque con la muestra y lleno completamente de agua es A, la masa del agua que ocupa el mismo volumen del sólido es B - (A - D). Entonces, el peso específico aparente es:

$$\frac{D}{B - A + D}$$

El tanque mencionado, que se conoce como picnómetro, suele ser un frasco de un litro con una tapa atornillable de metal hermética y de forma cónica, que tiene un pequeño orificio en el vértice. De esa manera, el picnómetro se puede llenar de agua para que siempre contenga exactamente el mismo volumen.

Por lo general, los cálculos que se refieren al concreto se basan sobre los agregados en condiciones de saturados y su-

perficialmente secos (véase la página 91), ya que el agua que contienen todos los poros no toma parte en la reacción química del cemento y, por lo tanto, se puede considerar como parte del agregado. Esto es, si una muestra de agregado saturado y superficialmente seco tiene una masa C, el peso específico aparente es:

$$\frac{C}{B - A + C}$$

Esta es el peso específico que se determina con mas frecuencia y mayor facilidad, y es necesario para calcular el rendimiento del concreto o la cantidad de agregado que se requiere para producir determinado volumen de concreto.

El peso específico aparente del agregado depende del peso específico de los minerales que lo componen, asi como de la cantidad de huecos que con el efecto de los contengan. La mayoría de los agregados naturales tienen una relativa del orden de 2.6 a 2.7, y el rango de valores aparece en la tabla requisitos^{3.7}. Los valores para agregados presentan un rango mayor al dado (véase capítulo 13).

Tabla 3.9 Densidades aparentes de diversos grupos de rocas^{3.7}(Derechos reservados a la Corona Británica)

Grupo de la roca	Peso específico	Rango de pesos específicos
Basalto	2.80	2.6-3.0
Pedemal	2.54	2.4-2.6
Granito	2.69	2.6-3.0
Arenisca	2.69	2.6-2.9
HornfeW	2.82	2.7-3.0
Caliza	2.66	2.5-2.8
Pórfido	2.73	2.6-2.9
Cuarzita	2.62	2.6-2.7

Como se dijo, el peso específico del agregado se usa para el cálculo de cantidades, pero el valor real del peso específico del agregado no mide la calidad de éste. Por lo tanto, el valor del peso específico no se debe especificar, a menos que se trate de materiales con características petrográficas especiales, en los que la variación del peso reflejaría la porosidad de las partículas. Como una excepción de esto, tenemos el caso de la construcción masiva, como una presa de gravedad, en las que es esencial que exista una densidad mínima en el concreto para mantener la estabilidad de la estructura.

Densidad a granel

Se sabe bien en el sistema SI que la densidad de un material es numéricamente igual a su peso específico aunque, por supuesto, la última es una relación mientras que la densidad se expresa en kilogramos por litro. Sin embargo, en la práctica del concreto, es más común expresar la densidad en kilogramos por metro cúbico. En el sistema americano ó imperial, el peso específico se tiene que multiplicar por la masa unitaria del agua (aproximadamente 62.4 lb/pie³) para ser convertida a la forma de densidad absoluta (masa específico) expresada en libras por pie cúbico.

Esta densidad absoluta, se debe recordar, se refiere al volumen de las partículas individuales solamente, y, naturalmente, no es físicamente posible empaquetar estas partículas para que no haya huecos entre ellas. Cuando el agregado se va a dosificar realmente por volumen, es necesario saber la masa de agregado que llenaría un recipiente de volumen unitario. Ésta se conoce como la densidad aparente del agregado, y esta densidad se usa para convertir cantidades por masa a cantidades por volumen.

La densidad aparente depende claramente de qué tan densamente el agregado sea empaquetado, y se sigue que, para un material de un peso específico dado, la densidad aparente depende de la distribución de tamaño y de la forma de las partículas: partículas de un tamaño se pueden acomodar para lograr límites conocidos, pero partículas más pequeñas pueden llenar los huecos formados por las más grandes, aumentando así la densidad aparente del material empaquetado. La forma de partículas afecta grandemente la proximidad de empaquetado que se puede alcanzar.

Para un agregado grueso de peso específico dado, una densidad aparente mayor significa que hay pocos huecos para que el agregado fino y el cemento los llenen. La prueba de densidad aparente se usó en un tiempo como base de proporcionamiento de mezclas.

La densidad aparente real del agregado no sólo depende de las varias características del material las cuales determinan el grado potencial de empaquetado, sino también de la compactación real realizada en un caso dado. Por ejemplo, usando partículas específicos todas del mismo tamaño, se realiza el empaquetado más denso cuando sus centros están situados en los ápices de tetraedros imaginarios. La densidad aparente es entonces 0.74 de la densidad absoluta (masa específico) del material. Para el empaquetado más suelto, los centros de esferas están en las esquinas de cubos imaginarios, y la densidad aparente es sólo 0.52 de la masa específica del sólido.

Así, para propósitos de pruebas, se ha de especificar el grado de compactación. La Norma Británica BS:Parte 2:1975 acepta dos grados: suelta (o sin compactar) y compactada. la prueba se efectúa en un cilindro metálico de diámetro y profundidad preescritos, que depende del tamaño máximo del agregado y, también, de si se está determinando densidad aparente compactada o sin compactar.

Para la determinación de la densidad aparente suelta, el agregado seco se coloca suavemente en el recipiente hasta que desborde y luego se nivela haciendo rodar horizontalmente una varilla en la parte superior. Para encontrar la densidad aparente compactada o varillada, el recipiente se llena en tres etapas, se retaca cada tercio del volumen un número prescrito de veces con una varilla de punta redonda de 16 mm (5/8 pulg.) de diámetro. Otra vez se vuelve a retirar lo que rebosa. La masa del agregado que está dentro del recipiente dividida entre su volumen representa (es el volumen del recipiente) entonces la densidad aparente para cualquier grado de compactación. La relación de la densidad aparente suelta respecto de la densidad aparente compactada se sitúa usualmente entre 0.87 y 0.96.^{3.55}

Conociendo el peso específico aparente para la condición saturada y superficie seca, s_s , la relación de huecos se puede calcular a partir de la expresión:

$$\text{relación de vacíos} = 1 - \frac{\text{densidad aparente}}{s_s * \text{masa unitaria de agua}}$$

Si el agregado contiene agua superficial, se empaquetará en forma menos densa por causa del efecto de abundamiento. Esto se analiza en la página 92. Por otro lado, la densidad aparente según se determina en el laboratorio puede no ser directamente adecuada para conversión de masa a volumen de agregado para propósitos de dosificación por volumen pues el grado de compactación en el laboratorio y en la obra puede no ser igual. La densidad de agregado es de interés en relación con el uso de agregados de peso ligero y pesados (véase la página 532).

Porosidad y absorción de los agregados

Cuando se habló de la densidad de los agregados, se mencionó la presencia en ellos de poros internos y, de hecho, las características de dichos poros son muy importantes en el estudio de sus propiedades. La porosidad de los agregados, su permeabilidad y absorción influyen en las propiedades de los agregados tales como la adherencia entre éste y la pasta de cemento hidratada, en la resistencia del concreto a la congelación y al deshielo, así como su estabilidad química y en la resistencia a la abrasión. Como se mencionó, anteriormente la densidad aparente de los agregados depende también de la porosidad y, como consecuencia de esto, se ve afectado el rendimiento del concreto para determinada masa del agregado (véase la página 533).

Los poros del agregado presentan un rango amplio de tamaños; los más grandes son visibles con un microscopio e incluso a simple vista, pero hasta los poros más pequeños suelen ser mayores que los poros del gel de la pasta de cemento. Los poros menores de 4 μm son de especial interés, ya que por lo general se cree que afectan la durabilidad de los agregados sujetos a frecuentes ciclos congelación-deshielo (véase la página 378).

Algunos de los poros del agregado se encuentran completamente dentro del sólido, mientras otros expuestos a la superficie de la partícula. Debido a su viscosidad, la pasta de cemento no puede penetrar a gran profundidad en los poros menos grandes; por lo tanto, es el volumen bruto de la partícula el que se considera como sólido para propósitos de cálculo del contenido de agregado en el concreto. Sin embargo, el agua puede penetrar en los poros y la tasa de penetración dependerá de su tamaño, continuidad y volumen total. En la tabla 3.10 aparece el orden de porosidad de algunas rocas comunes y, puesto que el agregado representa aproximadamente tres cuartas partes del volumen del concreto, está claro que la porosidad del agregado contribuye materialmente a la porosidad total del concreto.

Tabla 3.10 Porosidad de algunas rocas comunes

Grupo de la roca	Porosidad, por ciento
Arenisca	0.0-48.0
Cuarzita	1.9-15.1
Caliza	0.0-37.6
Granito	0.4-3.8

Cuando todos los poros del agregado están llenos, se dice que éste está saturado y superficialmente seco. Si se deja que un agregado en esas condiciones quede expuesto al aire seco, por ejemplo en el laboratorio, parte del agua contenida en los poros se evaporará y el agregado ya no estará saturado, sino secado al aire. El secado prolongado en un horno reduce aún más el contenido de agua en el agregado y, cuando ya no queda nada de humedad, se dice que el agregado está seco con masa constante. La figura 3.5 muestra esquemáticamente las diversas etapas, y la tabla 3.11 indica algunos valores típicos de absorción. En la extrema derecha de la figura 3.5 el agregado contiene humedad superficial y su color es más oscuro.

La absorción de agua de los agregados se determina midiendo el aumento en masa de una muestra secada en horno, y sumergida después en agua durante 24 horas (habiéndose quitado el agua de la superficie). La relación que existe entre el aumento en masa con respecto a la masa de la muestra seca, expresada en porcentaje, se llama absorción. En la BS 812: Parte 2:1975 se prescriben los procedimientos normales.

La tabla 3.11 muestra algunos valores típicos de absorción de diferentes agregados, con base en datos de Newman.^{3.8} También se tabula el contenido de humedad en condiciones de secado al aire. Cabe señalar que la grava suele tener mayor absorción que la roca triturada de las mismas características petrográficas, ya que el intemperismo causa que la capa exterior de las partículas de grava sea más porosa y absorbente.

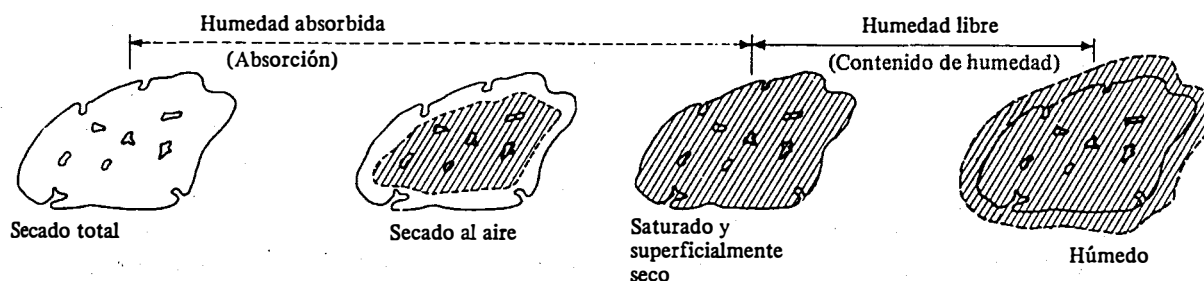


Figura 3.5 Representación diagramática de la humedad en el agregado

Tabla 3.11 Valores típicos de absorción de diferentes agregados británicos.^{3.8}

Tamaño del agregado	Forma	Humedad contenida en agregados de aire-seco como un porcentaje de peso seco	Absorción (humedad contenida en saturación y agregados de superficie seca como un porcentaje de peso seco)
19.0-0.95 mm ($\frac{3}{4}$ - $\frac{1}{8}$ pulg.)	Irregular	0.47	2.0
9.5-4.8 mm ($\frac{3}{8}$ - $\frac{1}{4}$ pulg.)	Irregular	0.84	73.4
4.8-2.4 mm ($\frac{1}{2}$ pulg. - No. 8))	Irregular	0.50	43.15
2.4-1.2 mm (No. 8 - 16)	Irregular	0.30	2.90
1.2 mm-600 μ m (No. 16-30)	Irregular	0.30	1.70
600-300 μ m (No. 30-50)	Irregular	0.40	1.10
300-150 μ m (No. 50-100)	Irregular	0.50	1.25
150-75 μ m (No. 100-200)	Irregular	0.60	1.60
4.8-150 μ m ($\frac{3}{8}$ pulg. - No. 100)	Irregular	0.80	1.80
19.0-9.5 mm ($\frac{3}{4}$ - $\frac{1}{2}$ pulg.)	Irregular	1.13	3.30
9.5-4.8 mm ($\frac{3}{8}$ - $\frac{1}{4}$ pulg.)	Irregular	0.53	4.53
19.0-9.5 mm ($\frac{3}{4}$ - $\frac{1}{2}$ pulg.)	Redonda	0.40	0.93
9.5-4.8 mm ($\frac{3}{8}$ - $\frac{1}{4}$ pulg.)	Redonda	0.50	1.17
19.0-9.5 mm ($\frac{3}{4}$ - $\frac{1}{2}$ pulg.)	Angular	0.30	0.57
9.5-4.8 mm ($\frac{3}{8}$ - $\frac{1}{4}$ pulg.)	Angular	0.45	0.80
19.0-9.5 mm ($\frac{3}{4}$ - $\frac{1}{2}$ pulg.)	Angular	0.15	0.50
9.5-4.8 mm ($\frac{3}{8}$ - $\frac{1}{4}$ pulg.)	Angular	0.20	0.73
850-600 μ m (No. 20-30) Arena estándar Leghton Buzzard	Redonda	0.05	0.20

Aunque no existe una relación clara entre la resistencia del concreto y la absorción de agua del agregado utilizado, los poros de la superficie de la partícula afectan la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento y, por lo tanto, pueden ejercer cierta influencia en la resistencia del concreto.

Por lo general, se supone que, en el momento del fraguado del concreto, los agregados se encuentran saturados y superficialmente secos. Si la dosificación del agregado se hizo estando seco, se supone que absorberá de la mezcla el agua suficiente para que el agregado se sature, y esta agua absorbida no está incluida en el agua disponible o efectiva de mezclado. Tal situación se puede hallar en un clima cálido y seco. Sin embargo, es posible que cuando se utilice agregado seco las partículas se recubran rápidamente con pasta de cemento, lo que impide el paso del agua necesaria para lograr la saturación. Esto es especialmente cierto cuando se trata de agregado grueso, en el que el agua tiene que viajar una distancia mayor desde la superficie hacia el interior. Como resultado de esto, la relación agua/cemento es mayor de lo que sería en caso de que los agregados hubieran absorbido el agua al inicio del mezclado. Este efecto es muy importante en las mezclas ricas en las que el recubri-

miento de pasta ocurre con rapidez. En las mezclas pobres y húmedas los agregados se saturan sin mayor dificultad. En casos prácticos, el verdadero comportamiento de la mezcla se verá afectado solamente por el orden en que se vayan introduciendo los ingredientes a la mezcladora.

Con el tiempo, la absorción de agua por parte de los agregados da como resultado también cierta pérdida de trabajabilidad. Sin embargo, después de 15 minutos dicha pérdida se vuelve insignificante.

Debido a que la absorción de agua por los agregados secos se va haciendo más lenta o se interrumpe debido al recubrimiento de las partículas con pasta de cemento, con frecuencia es muy útil determinar la cantidad de agua absorbida en un periodo de 10 a 30 minutos, en lugar de calcular la absorción total de agua, que probablemente nunca se logre en la práctica.

Contenido de humedad del agregado

En relación con la densidad se mencionó que en el concreto fresco el volumen ocupado por el agregado es el de las partí-

culas, incluyendo los poros. Si se desea que no haya movimiento de agua que penetre en los agregados, sus poros deben estar llenos de agua; es decir, que el agregado se debe encontrar en un estado saturado. Por otra parte, cualquier cantidad de agua que se encuentre en la superficie de los agregados contribuirá a aumentar el agua de la mezcla y ocupará un volumen excedente al de las partículas del agregado. Por lo tanto, el estado básico del agregado debe ser el de saturado y superficialmente seco.

El agregado está expuesto a la lluvia, acumula una cantidad considerable de humedad en la superficie de las partículas y, a excepción de la parte superior de la pila, esa humedad se conserva durante mucho tiempo. Esto ocurre especialmente cuando se trata de agregado fino, y la humedad superficial o libre (la que sobra de la que ha mantenido el agregado en su condición de saturado y superficialmente seco) debe ser considerada en la dosificación de la mezcla. Se debe tomar en cuenta en el cálculo de cantidades para la mezcla que el agregado grueso raramente contiene más del 1 por ciento de humedad superficial pero el agregado fino puede contener en exceso de 10 por ciento. La humedad superficial se expresa como un porcentaje de la masa del agregado saturado y superficialmente seco y se le conoce como el contenido de humedad.

Puesto que la absorción representa el contenido de agua del agregado en condiciones de saturado y superficialmente seco y el contenido de humedad es el agua sobrante en dicho estado, el contenido total de agua de un agregado húmedo es igual a la suma de la absorción y el contenido de humedad.

Como el contenido de humedad del agregado cambia con el clima, y varía también de una pila a otra, es necesario determinar con frecuencia el valor del contenido de humedad; para ello se han ideado varios métodos. El más antiguo consiste, sencillamente, en encontrar la pérdida de masa de una muestra de agregado sometida a secado en una bandeja colocada sobre una fuente de calor. Se requiere cuidado para evitar el sobresecado: la arena debe estar en condición de flujo libre, sin calentarse más. Este estado puede determinarse al tacto, o formando pilas de arena mediante un molde cónico; al quitar el molde, el material se debe desplazar libremente. Cuando la arena adquiere un tono café, es indicio inequívoco de sobresecado. Este método para determinar el contenido de humedad de los agregados, que se conoce por lo general como "método del sartén", es fácil, confiable y se puede utilizar en el campo. También se pueden usar hornos de microondas, pero se necesita evitar el sobrecalentamiento.

En el laboratorio, puede determinarse el contenido de humedad del agregado por medio del picnómetro. Se debe co-

nocer el valor del peso específico aparente del agregado, s , en la condición de saturado y superficialmente seco. Entonces si B es el peso del picnómetro lleno de agua, C es el peso de la muestra húmeda y A es la masa del picnómetro con la muestra cubierta de agua, el contenido de humedad del agregado será:

$$\left[\frac{C}{A-B} \left(\frac{s-1}{s} \right) - 1 \right] \times 100$$

La prueba es larga y requiere mucho cuidado en su ejecución (por ejemplo, todo el aire deberá ser expulsado de la muestra), pero puede dar resultados exactos. Este método se describe en la norma BS:Parte 109:1990.

En la prueba del sifón^{3,9} se mide el volumen de agua desplazado por una masa conocida de agregado húmedo, y el sifón hace esa determinación más exacta. Se requiere una calibración previa de cada uno de los agregados, ya que el resultado depende de su densidad, pero una vez que esto se ha hecho, la prueba es rápida y exacta.

El contenido de humedad del agregado se puede encontrar también si se emplea una romana para medir humedad: el agregado húmedo, se pone en un recipiente que ya contiene determinada cantidad de agua y se suspende en un extremo de la romana hasta que se equilibra. Así es como se mide la cantidad de agua que debe ser sustituida por el agregado húmedo a un peso y volumen total constantes. En este caso, se puede demostrar que la cantidad de agua desplazada es proporcional al contenido de humedad del agregado. Se tiene que obtener una curva de calibración para cada agregado utilizado. El contenido de humedad se puede determinar con una exactitud del orden de 0.5 %.

En la prueba del medidor de flotación^{3,10} se determina el contenido de humedad de un agregado con peso específico conocido, por medio de la pérdida aparente de peso al sumergirlo en agua. Si el tamaño de la muestra se ajusta, de acuerdo con la peso específico del agregado, a un valor tal que una muestra en condición saturada y superficialmente seca tenga un peso estándar cuando está inmersa, la balanza puede indicar directamente la humedad. La prueba es rápida y da el contenido de humedad hasta en un 0.5 % de exactitud. Una forma simple de la prueba es descrita por ASTM C 70-79 (reaprobada en 1992) pero no se usa ampliamente.

Se han ideado muchos otros métodos. Por ejemplo, se puede eliminar la humedad quemando el agregado con alcohol metílico para después medir la pérdida de masa de la muestra. Hay también otros métodos patentados que se basan en la medición de la presión del gas que se forma en una vasija cerrada por la reacción del carburo de calcio con la humedad de la muestra. En la norma ASTM C 566-89 prescribe un

método para la determinación del contenido total de humedad del agregado. Aunque este método no es altamente exacto, el error comprendido es más pequeño que el error de muestreo.

Se puede ver que existe gran variedad de pruebas, pero por mas exacta que sea una prueba, su resultado es útil sólo si se ha usado una muestra representativa. Además, si varía el contenido de humedad del agregado en lugares adyacentes a la pila de material, el ajuste de las proporciones de la mezcla se vuelve laborioso. Puesto que la variación en el contenido de humedad ocurre en dirección vertical a partir del fondo empapado de la pila hacia la superficie casi seca, es necesario tener cuidado en el orden en que se colocan las capas de material: almacenar en capas horizontales, tener por lo menos dos pilas y permitir el drenado de cada una antes de usarla y no utilizar los 300 mm del fondo, todo ello ayuda a reducir al mínimo las variaciones en el contenido de humedad. El agregado grueso retiene mucho menos agua que el agregado fino, tiene un contenido de humedad mucho menos variable y, generalmente causa menos dificultades.

Se han desarrollado dispositivos eléctricos que dan lectura instantánea y continua del contenido de humedad del agregado en un silo de almacenaje, sobre la base de la variación de resistencia o capacitancia con un cambio en el contenido de humedad del agregado. En algunas plantas de mezclado, se usan medidores de este tipo en dispositivos automáticos, que regulan la cantidad de agua que se va a agregar a la mezcladora, pero una exactitud de más de 1 por ciento no se puede realizar en la práctica; la calibración frecuente es necesaria. La medición de la constante dieléctrica tiene la ventaja de no ser afectada por la presencia de sales. Se han desarrollado medidores de absorción de microondas: son exactos y estables pero costosos. Instrumentos que emiten neutrones rápidos los cuales son termalizados por átomos de hidrógeno en el agua también son usados. Todos estos instrumentos necesitan ser ubicados cuidadosamente.

No hay duda que la medición continua de humedad y el ajuste automático de la cantidad de agua agregada en la mezcladora reducen en forma importante la variabilidad del concreto producido cuando el contenido de humedad del agregado es variable. Sin embargo, la adopción extensa de la determinación del contenido de humedad en el agregado en cualquier mezcla dada está todavía en el futuro.

Abundamiento del agregado fino

La presencia de humedad en el agregado hace necesario corregir las proporciones reales de la mezcla: la masa del agua añadida a la mezcla tiene que reducirse de acuerdo con la

masa de la humedad libre del agregado y la masa del agregado húmedo deberá aumentarse una cantidad igual. En el caso de la arena, hay un efecto adicional de la presencia de humedad: el abundamiento. Se trata del aumento de volumen de determinada masa de arena, causada por la presión de películas de agua que empuja las partículas de arena. Aunque el abundamiento por sí mismo no afecta la proporción de los materiales por masa, cuando se hacen mezclas por volumen, el abundamiento reduce la masa de la arena que ocupa el volumen fijo de la artesa de medición. Por esta razón, la mezcla llega a ser deficiente en agregado fino y su apariencia es "gravosa", y el concreto se vuelve propenso a la segregación y a la formación de cavidades. También se reduce el rendimiento del concreto. El remedio, por supuesto, consiste en aumentar el volumen aparente de agregado fino, a fin de compensar el abundamiento.

El grado de abundamiento depende del porcentaje de humedad presente en la arena y de su finura. El aumento de volumen en relación con el ocupado por arena saturada y superficialmente seca aumenta cuando se eleva el contenido de humedad de la arena hasta un valor de cinco al ocho por ciento, en cuyo caso ocurre un abundamiento del 20 al 30 %. A mayor adición de agua, las películas se aglutinan y el líquido llena los vacíos entre las partículas de modo que el volumen total de arena disminuye hasta quedar completamente saturada (inundada), y entonces su volumen es aproximadamente igual al de la arena seca con el mismo método de llenado del recipiente.

Esto se ve claramente en la figura 3.6, la cual demuestra que la arena fina se abunda mucho más y llega un abundamiento máximo con mayor contenido de agua que la arena gruesa. El agregado fino triturado abunda todavía más que la arena natural. Se ha sabido que la arena extremadamente fina (la cual contiene un número más grande de partículas) abunda tanto como 40 por ciento a un contenido de humedad de 10 por ciento, pero, en todo caso, esa arena no se utiliza para la producción de concreto de buena calidad.

El agregado grueso muestra solamente un incremento despreciable en que a veces el volumen, debido a la presencia de agua libre, puesto que el espesor de la película de humedad es muy pequeño si se le compara con el tamaño de la partícula.

Puesto que el volumen de la arena saturada es igual al de la arena seca, el método mas conveniente para determinar el abundamiento es medir la disminución de volumen de determinada arena cuando se encuentra inundada. Se llena un recipiente de capacidad conocida con arena húmeda ligeramente comprimida. A continuación, se quita la arena, se llena parcialmente el recipiente con agua y se vuelve a poner gradualmente la relación arena agitándola y apiso-

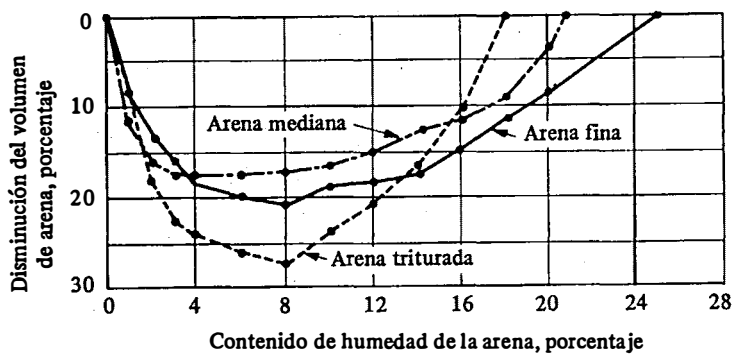


Figura 3.6 Disminución del volumen real de arena por causa de abundamiento (para un volumen aparente constante de arena húmeda).

nándola con una varilla, para expulsar todas las burbujas de aire. En seguida, se mide el volumen de arena saturada V_s . Si V_m es el volumen inicial de la arena (o sea, la capacidad del recipiente), entonces el abundamiento es: $(V_m - V_s)/V_s$

En el caso de dosificación por volumen, es preciso compensar el abundamiento aumentando el volumen total de arena (húmeda) utilizada. Este volumen V_s se multiplica por el factor:

$$1 + \frac{V_m - V_s}{V_s} = \frac{V_m}{V_s}$$

que a veces se conoce como factor de abundamiento. La figura 3.7 muestra una gráfica del factor de abundamiento comparado con la humedad de tres arenas típicas.

El factor de abundamiento también se puede determinar a partir de los pesos volumétricos de arena seca y húmeda, D_d y D_m , respectivamente y el contenido de humedad por volumen unitario de arena, m/V_m . Entonces, el factor de abundamiento es:

$$\frac{D_d}{D_m - \frac{m}{V_m}}$$

Puesto que D_d representa la relación de la masa de la arena seca, w , respecto de su volumen de abundamiento, V_s (el volumen de la arena seca y el de la inundada es el mismo).

$$\frac{D_d}{D_m - \frac{m}{V_m}} = \frac{\frac{w}{V_s}}{\frac{(w+m)}{V_m} - \frac{m}{V_m}} = \frac{V_m}{V_s}$$

Es decir, los dos factores son iguales.

Sustancias perjudiciales en el agregado

Existen tres amplias categorías de sustancias perjudiciales que pueden encontrarse en los agregados: *impurezas*, que interfieren en el proceso de hidratación del cemento; *recubrimientos*, que impiden el desarrollo de una buena adherencia entre el agregado y la pasta de cemento, y algunas partículas individuales que son en sí mismas débiles o inestables. Un agregado puede ser también total o parcialmente dañino, debido a las reacciones químicas que ocurren entre el agregado y la pasta de cemento. Dichas reacciones químicas se estudian en la página 99.

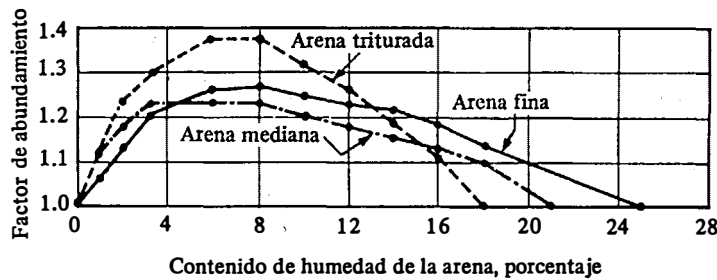


Figura 3.7 Factor de abundamiento para arenas con diferentes contenidos de humedad.

Impurezas orgánicas

Los agregados naturales pueden poseer suficiente resistencia y dureza para soportar el desgaste, pero no darán buenos resultados para producir concreto si contienen impurezas orgánicas que interfieran con las reacciones químicas de hidratación. La materia orgánica que se encuentra en el agregado suele consistir en productos de la descomposición de materia vegetal (principalmente ácido tánico y sus derivados) y se manifiesta como humus o margas orgánicas. Hay más probabilidad de encontrar este tipo de materiales en la arena que en el agregado grueso, el cual se lava fácilmente.

No todas las materias orgánicas son perjudiciales y lo mejor es verificar sus efectos haciendo especímenes de prueba de compresión. Sin embargo, por lo general se ahorra tiempo si se determina primero que la cantidad de compuestos orgánicos es suficiente para ameritar una prueba ulterior. Esto se hace por medio de la llamada prueba colorimétrica, incluida en la norma ASTM C 40-92. Los ácidos de la muestra se neutralizan con una solución de NaOH al tres por ciento, y se colocan en una botella cantidades prescritas del agregado y la solución. La mezcla se agita vigorosamente, a fin de que el contenido tenga el contacto necesario para producir la reacción química. Después se deja en reposo durante 24 horas; al cabo de este periodo el contenido orgánico se puede juzgar por el color de la solución: mientras más oscuro sea el color, mayor será el contenido de materia orgánica. Si el color del líquido que queda encima de la muestra de prueba no es más oscuro que el tono amarillo estándar definido por la norma ASTM, se puede suponer que la muestra contiene sólo una proporción inocua de impurezas orgánicas.

Si el color observado sea más oscuro que el tono estándar, es; decir, si la solución tiene una apariencia parduzca, el agregado contiene una elevada proporción de compuestos orgánicos, aunque no necesariamente será inadecuado para elaborar concreto.

La materia orgánica presente puede no ser dañina para el concreto, o el color puede deberse a minerales que contengan hierro. Por esta razón pruebas adicionales son necesarias: la norma ASTM C 87-83 (reaprobada en 1990) recomienda pruebas de resistencia en mortero con la arena de sospecha según se compara con mortero hecho con la misma arena, pero lavada. La prueba con colorímetro ya no se especifica en las Normas Británicas.

En algunos países, se determina la cantidad de materia orgánica que contienen los agregados a partir de la pérdida de masa de una muestra tratada con peróxido de hidrógeno.

Es de interés señalar que, en algunos casos, el efecto de las impurezas orgánicas es sólo temporal. En una investigación^{3.11} un concreto elaborado con arena que contenía materia orgánica alcanzó una resistencia, a las 24 horas, igual al 53% de la resistencia de un concreto similar producido con arena limpia. A los tres días, esta relación había aumentado a 82%, después al 92% a los siete días y, a los 28 días, se registraron resistencias iguales.

Arcilla y otros materiales finos

La arcilla puede estar presente en el agregado en forma de recubrimiento superficial que interfiere en la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento. Puesto que es indispensable una buena adherencia para obtener una resistencia satisfactoria y buena durabilidad del concreto, el problema de los recubrimientos de arcilla resulta muy importante.

Hay otros dos tipos de material fino que pueden estar presentes en el agregado: limo y polvo de trituración. El limo es un material entre 2 μm y 60 μm , que ha sido reducido a este tamaño por los procesos naturales del intemperismo; no es raro, encontrar limo en agregados extraídos de depósitos naturales. Por otra parte, el polvo de trituración es un material fino que se forma durante el proceso de transformación de la roca en piedra triturada o, con menos frecuencia, de grava en agregado fino. En una planta procesadora bien instalada, este polvo debe eliminarse mediante lavados. Durante el procesamiento de los agregados, también pueden suprimirse otros recubrimientos blandos o de poca adherencia. Los recubrimientos bien adheridos no se pueden eliminar con tanta facilidad pero, si son químicamente estables y no tienen otros efectos deletéreos, no debe objetarse la utilización de agregados que los contengan, aunque puede incrementarse la contracción. Sin embargo, los agregados con recubrimientos químicamente reactivos, aunque sean físicamente estables, pueden ser causa de graves problemas.

El limo y los polvos muy finos pueden formar recubrimientos similares a los de arcilla, o pueden aparecer en forma de partículas sueltas, no adheridas al agregado grueso. Aun en esta última forma, el limo o el polvo fino no deben exceder de cierta proporción pues, debido a su finura y a su gran área superficial, aumentan la cantidad de agua necesaria para humedecer todas las partículas de la mezcla.

En vista de lo anterior, es necesario controlar el contenido de arcilla, limo y polvo fino del agregado. Esto no está prescrito en las Normas Británicas, pues ninguna prueba está disponible para determinar separadamente el contenido de arcilla. No obstante, la norma BS 882:1992 impone un lími-

te sobre la cantidad máxima de material que pasa el tamiz 75 μm (Núm. 200): en agregado grueso: 2 por ciento, aumentado hasta 4 por ciento cuando está compuesto completamente de roca triturada; en agregado fino: 4 por ciento, aumentado a 16 por ciento cuando está compuesto completamente de roca triturada; y en agregado sin tamizar: 11 por ciento.

Para pisos de servicio pesado, el límite es 9 por ciento. Los requisitos correspondientes de la norma ASTM 33-93 para agregado fino son 3 por ciento cuando el concreto está sujeto a abrasión y 5 por ciento para otro concreto. Para agregado grueso el límite es 1 por ciento, pero se permiten varias excepciones.

En la misma norma, el contenido de terrones de arcilla y de partículas desmenuzables se especifica por separado como del tres por ciento para el agregado fino y del dos al diez por ciento para el grueso, dependiendo del uso al que se destine el concreto.

Se deberá observar que se prescriben distintos métodos de prueba para diferentes normas, por lo que los resultados no son directamente comparables.

El contenido de arcilla, limo y polvo fino en el agregado se pueden determinar por el método de sedimentación descrito en la norma BS 812 Sección 103.2:1989. La muestra de arena se coloca en una solución de hexametáfosfato de sodio dentro de un frasco tapado con un retén y se hace girar, con el eje del frasco en posición horizontal, durante 15 minutos, a 80 revoluciones por minuto aproximadamente. Los sólidos finos se dispersan y, entonces, puede medirse la cantidad de material en suspensión por medio de una pipeta. Por medio de un sencillo cálculo se obtiene el porcentaje de arcilla, limo y polvo fino en agregado fino, con un tamaño de separación de 20 μm .

Para el agregado grueso que contienen material muy fino se puede utilizar un método similar, pero resulta más sencillo cribar el material húmedo en un tamiz de 75 μm (Núm. 200) como lo prescribe la BS 812: Sección 103.1:1985 y la norma ASTM C 117-90. Se recurre a este tipo de cribado porque el polvo fino o la arcilla adheridos a las partículas grandes no se separarían si se cribaran en seco. En el cribado en húmedo, por otra parte, el agregado se coloca en agua y se agita vigorosamente para que los finos se desprendan y queden en suspensión. Mediante la decantación y el cribado se puede eliminar todo el material cuyo tamaño sea menor que el del tamiz de muestreo de 75 μm (Núm. 200). Como medida de protección para que el tamiz no se dañe por la acción de las partículas grandes durante la decantación, se coloca un tamiz de 1.18 μm (Núm. 16 ASTM) sobre el de 75 μm (Núm. 200).

Cuando se trate de arenas naturales o provenientes de grava triturada, existe también una prueba de campo que se puede llevar a cabo con rapidez y facilidad, con muy poco equipo de laboratorio. En esta prueba sin normar se colocan en un cilindro de medición de 250 ml, 50 ml de una solución de sal común en agua al uno por ciento aproximadamente. Se añade arena hasta que el nivel alcance la marca de 100 ml, y entonces se agrega más solución hasta completar 150 ml para el volumen de la mezcla en el cilindro. Se cubre el cilindro con la palma de la mano, se sacude con energía, se voltea al revés y al derecho varias veces y se deja reposar durante tres horas. El limo, que se ha dispersado por la agitación, se sedimentaria en una capa que cubrirá la arena; el espesor de dicha capa puede entonces expresarse como un porcentaje de la altura de la arena que quede debajo de ella.

Es necesario recordar que esta medida es una relación volumétrica difícil de convertir a una relación por masa, puesto que el factor de conversión depende de la finura del material. Se ha sugerido que, en el caso de la arena natural, la relación de masa se obtenga multiplicando la relación volumétrica por un factor de $\frac{1}{4}$, siendo $\frac{1}{2}$ la cifra correspondiente para la arena de grava triturada; sin embargo, con otros agregados, se obtiene una variación más amplia. Estas conversiones no son confiables, de modo que, cuando el contenido volumétrico exceda del ocho por ciento, se deben hacer pruebas con los métodos descritos anteriormente, que son más exactos.

Contaminación salina

La arena proveniente de la playa o del estuario y además también la arena del desierto contiene sal y es necesario procesarla. En el Reino Unido, casi el 20 por ciento de grava natural es dragada del mar, bombas sumergibles lo hacen posible para ganar el material desde profundidades hasta de 50 m. El procedimiento más sencillo consiste en lavar la arena con agua dulce, pero hay que tener mucho cuidado cuando se trabaja con depósitos situados encima de la marca de marea alta, los cuales pueden contener grandes cantidades de sal, a veces hasta del seis por ciento de masa de la arena. Generalmente, la arena tomada del lecho marino, aunque haya sido lavada con la misma agua de mar, no contiene cantidades perjudiciales de sal.

Por causa del peligro de corrosión inducida por cloruros en el refuerzo de acero, la norma BS 8110: Parte 1:1985 (Uso estructural de concreto) especifica el contenido máximo total de iones de cloruro en la mezcla. Los cloruros pueden surgir de todos los ingredientes de la mezcla. En lo que corresponde al agregado, la norma BS 882:1992 contiene guías sobre el contenido máximo de iones en el agregado

que es probable que sea aceptable, aunque el contenido total en la mezcla de concreto se deberá verificar. Los límites de la norma BS 882:1992 sobre el contenido de iones de cloruro por masa, expresado como un porcentaje de la masa del agregado total, son como sigue:

- ☐ para concreto presforzado 0.01
- ☐ para concreto reforzado hecho con cemento resistente a sulfatos 0.03
- ☐ para otro concreto reforzado 0.05

El método de la norma BS 812:1988 determina el contenido de cloruros solubles en agua; esto puede ser inadecuado cuando el agregado es poroso y pueden existir cloruros dentro de las partículas de agregado.^{3.38}

Aparte del peligro de corrosión del refuerzo de acero, si no se remueve la sal, ésta absorberá humedad del aire y causará eflorescencia, depósitos blancos de mala apariencia sobre la superficie de concreto (véase la página 513).

El agregado grueso dragado del mar puede tener un gran contenido de concha. Esto usualmente no tiene efecto adverso sobre la resistencia, pero la trabajabilidad del concreto hecho con agregado que tiene un gran contenido de conchas se reduce ligeramente.^{3.44} El contenido de conchas de partículas más grandes que 5 mm se puede determinar por recolección a mano, usando el método de la norma BS 812:Parte 106:1985. La Norma Británica BS 882:1992 limita el contenido de conchas del agregado grueso a 20 por ciento cuando el tamaño máximo es de 10 mm y 8 por ciento cuando es mayor. No obstante, el agregado con un contenido de conchas mucho más grande se ha usado con buen éxito en algunas islas del pacífico. No hay límite en el contenido de conchas de agregado fino.

Partículas inestables

Las pruebas que se hacen a los agregados demuestran en ocasiones que la mayoría de las partículas que los componen son satisfactorias, pero que existen algunas inestables: es necesario limitar con claridad la cantidad de dichas partículas.

Hay dos grandes tipos de partículas inestables: las que no pueden mantener su integridad y las que causan expansiones destructivas al exponerse a la congelación o al entrar en contacto con agua. Las propiedades destructivas son características de algunos grupos de rocas y, por lo tanto, se analizarán en relación con la durabilidad del agregado en general (principalmente en la próxima sección). En esta sección, sólo se considerarán las impurezas no durables.

Los esquistos y otras partículas de baja densidad se considerarán inestables; lo mismo sucede con las inclusiones blandas, como los terrones de arcilla, la madera y el carbón, puesto que son causa de picaduras y descascamientos. Si se encuentran presentes en grandes cantidades (más del dos al cinco por ciento de la masa del agregado) dichas partículas pueden afectar adversamente la resistencia del concreto, y es preciso impedir su presencia en concretos que habrán de estar expuestos a la abrasión.

El carbón, además de ser una inclusión blanda, es un material poco recomendable por otras razones: se puede expandir, causando fracturas en el concreto y, si se encuentra presente en grandes cantidades y en forma finamente dividida, puede trastornar el proceso de hidratación de la pasta de cemento. Sin embargo, cantidades discretas de partículas de carbón duro que no sobrepasen de 0.25 % del peso del agregado no tienen ningún efecto adverso sobre la resistencia del concreto.

La presencia de carbón y otros materiales de baja densidad se puede determinar por flotación en un líquido de peso específico adecuado, por ejemplo, mediante el método propuesto por la norma ASTM C 123-92. Si el peligro de picaduras y descascamiento no es tan grave, y la resistencia del concreto es la principal consideración, se deberá hacer una mezcla de prueba.

Es necesario evitar la mica porque, en presencia de agentes químicos activos producidos durante la hidratación del cemento, puede resultar que se altere y tome otras formas. Además, la mica libre en el agregado fino, aunque sólo sea en cantidades muy bajas o porcentajes pequeños de la masa del agregado, afecta adversamente la cantidad de agua requerida y, en consecuencia, la resistencia del concreto.^{3.45} Fookes y Revie^{3.69} hallaron que un contenido de 5 por ciento por masa de mica en arena redujo la resistencia de 28 días del concreto por casi 15 por ciento, aun cuando la relación de agua/cemento se conservaba constante. La razón para esto es la adhesión probablemente mala de la pasta de cemento a la superficie de partículas de mica. Parece que la mica en la moscovita es mucho más dañina que la biotita.^{3.58} Estos hechos se deberán recordar cuando se considere el uso en el concreto de materiales tales como arena de arcilla de china.

No existe método estándar para determinar la cantidad de mica presente en arena o incluso una prueba respecto al efecto de la mica sobre las propiedades del concreto. Si la arena contiene mica, es probable que esté concentrada entre las partículas más finas. Gaynor Meininger^{3.63} recomiendan una cuenta microscópica de partículas de mica en la fracción de arena entre tamaños de tamiz de 300 y 150 µm (núm. 50 a núm. 100), y si menos de aproximadamente 15

por ciento de mica en cuanto a número de partículas está presente en esa fracción, las propiedades del concreto probablemente no son afectadas en forma importante. Se deberá recalcar que el contenido de mica de las partículas más grandes deberá ser muchas veces menor.

No debe haber presencia de yeso y otros sulfatos; su contenido en el agregado se puede determinar con la norma BS 812:1988. Su existencia en muchos agregados del Medio Oriente lleva dificultades, pero hasta 5 por ciento de SO₃ por peso de cemento (que incluye el SO₃ en el cemento) es con frecuencia tolerada allí.^{3.59} Las formas solubles en agua, tales como sulfato de magnesio y de sodio, son particularmente dañinas. Problemas especiales que surgen de la presencia de varias sales en agregados hallados en regiones áridas, tales como el Medio Oriente, son tratados por Fookes y Collis.^{3.56, 3.57}

Las piritas de hierro y las marcasitas representan las inclusiones expansivas más frecuentes en el agregado. Estos sulfuros reaccionan con el agua y el oxígeno del aire para formar sulfato ferroso que, subsecuentemente, se descompone para formar el hidróxido, mientras los iones de sulfato reaccionan con los aluminatos de calcio del cemento. También se puede formar ácido sulfúrico, y este puede atacar la pasta de cemento hidratado.^{3.76} Las manchas superficiales del concreto y la separación de la pasta de cemento (o calavereo), particularmente en condiciones cálidas y húmedas. La formación de reventones se puede retardar por muchos años hasta que el agua y el oxígeno estén presentes.^{3.76} El problema de la aparición de reventones se puede remediar con usar un tamaño máximo más pequeño del agregado.

No todas las formas de piritas son reactivas y, puesto que la descomposición de la pirita ocurre sólo en aguas de cal, es posible probar los agregados en suspensión para determinar su reactividad colocándolos en una solución saturada de cal.^{3.12} Si el agregado es reactivo, en unos cuantos minutos se formará un precipitado gelatinoso de color azul verdoso de sulfato ferroso y, si se expone al aire, cambia a un hidróxido férrico de color pardo. La ausencia de esta reacción quiere decir que no hay que temer que aparezcan manchas.^{3.12} se ha encontrado que la falta de reactividad se relaciona con la presencia de un cierto número de cationes metálicos, mientras que la ausencia de éstos hace que la pirita sea reactiva. En general, las partículas de pirita que pueden causar problemas son las que están entre 5 y 10 mm (3/16 a 3/8 de pulgada). Las cantidades permásibles de partículas inestables que declara la norma ASTM C 33-93 están resumidas en la tabla 3.12

La mayor parte de las impurezas que hemos descrito en esta sección se encuentran en depósitos naturales de agregados, y se presentan con menos frecuencia en el agregado triturado.

Tabla 3.12 Cantidades permisibles de partículas inestables prescritas por la Norma ASTM C 33-93

Tipo de partículas	Contenido máximo: (porcentaje de masa)	
	En agregado fino	En agregado grueso
Partículas desmenuzables y terrones de arcilla	3.0	20 - 10.0*
Carbón	0.5 a 1.0	0.5 a 1.0 [†]
Cuarzo fácilmente desintegrable	—	3.0 a 8.0 [‡]

*Incluye cuarzo.
[†]Dependiendo de la importancia de la apariencia.
[‡]Dependiendo de la exposición.

do. Sin embargo, algunos agregados procesados, como los desechos de minas, pueden contener sustancias perjudiciales. Por ejemplo, pequeñas cantidades de plomo solubles en agua de cal (0.1 % de PbO por masa de agregado) retardan mucho el fraguado y reducen la resistencia a largo plazo no se ve afectada.^{3.46}

Sanidad del agregado

Este es el término que se da a la capacidad del agregado para resistir los cambios excesivos en volumen como resultado de los cambios en las condiciones físicas. Por lo tanto, la falta de sanidad es distinta de la expansión causada por las reacciones químicas entre el agregado y los álcalis del cemento.

Las causas físicas de los cambios de grandes volúmenes o permanentes del agregado son la congelación y deshielo, los cambios térmicos a temperaturas superiores a la de congelación y también humedad y secado alternados.

Se dice que los agregados no son sanos cuando los cambios de volumen, inducidos por las causas antes mencionadas, dan como resultado el deterioro del concreto. Este puede variar desde el descascaramiento y los así llamados reventones hasta el extenso agrietamiento de la superficie y la desintegración a profundidad considerable, y así, puede variar desde no más que una simple apariencia defectuosa hasta una situación estructuralmente peligrosa.

Los materiales que presentan la característica de insanidad son los pedernales porosos y los horstemos, especialmente los de peso ligero con una estructura porosa de textura fina, algunas lutitas, piedras calizas con laminado de arcilla expansiva y otras partículas que contengan minerales arcillosos, especialmente las que pertenecen a los grupos de las montmorillonitas o ilitas. Por ejemplo, se ha descubierto que una dolerita alterada ha llegado a modificar sus dimensiones hasta 60 x 10⁻⁶ cuando se somete a un ciclo de mojado y secado, y un concreto, que contenga ese agregado

puede fallar en condiciones de mojado y secado alternados y, sin lugar a duda, fallará si se somete a ciclos de congelación y deshielo. Del mismo modo, la ruptura de cuarzo poroso surge de congelación.^{3.77}

Una prueba británica para sanidad de agregado se prescribe en la norma BS 812:Parte 121:1989. Esto determina la proporción de agregado fragmentado como consecuencia de cinco ciclos de inmersión en una solución saturada de sulfato de magnesio que se alterna con secado de horno. La muestra original contiene partículas entre 10.0 y 14.0 mm en tamaño, y la masa de las partículas que permanecen mayores de 10.0 mm, expresada como un porcentaje de la masa original, se llama el *valor de sanidad*.

La prueba americana para sanidad del agregado se prescribe en la norma ASTM C 88-90. Una muestra de agregado de granulometría conocida se sumerge alternadamente en una solución saturada de sulfato de sodio o de magnesio (por lo general la más fuerte de las dos) y se seca en un horno. La formación de cristales de sal en los poros del agregado tiende a romper las partículas de manera similar a la de la acción del hielo. La reducción del tamaño de las partículas, demostrada por un análisis granulométrico, después de determinado ciclo de exposiciones, denota el grado de sanidad. La prueba no es más que cualitativa en la predicción del comportamiento del agregado en condiciones reales de la obra, y no se puede utilizar como base para aceptar o rechazar agregados desconocidos. Específicamente, no hay una razón clara de por qué la sanidad, de los agregados, probada por la prueba de la norma ASTM C 88-90 deberá ser una medida del comportamiento de un agregado dado en concreto sujeto a congelación y descongelación.

Otras pruebas consisten en someter el agregado a ciclos alternados de congelación y deshielo, y en ocasiones este tratamiento se aplica a mortero o concreto hecho con el tipo de agregado sometido a prueba. Por desgracia, ninguna de las pruebas pro-

porciona indicios precisos sobre el comportamiento del agregado en condiciones reales de humedad y cambios de temperatura por encima del punto de congelación.

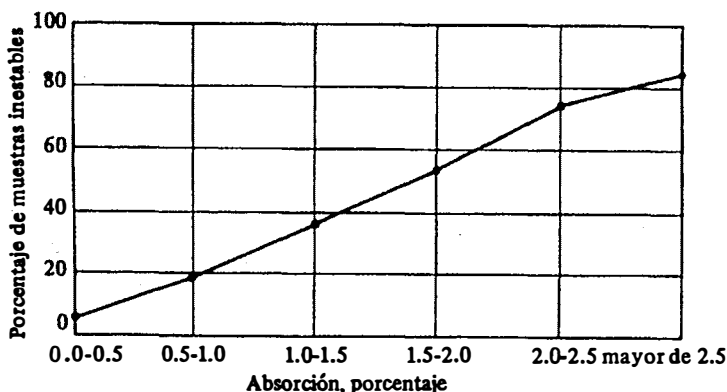
Asimismo, no existen pruebas que puedan pronosticar con exactitud la durabilidad del agregado en un concreto sujeto a condiciones de congelación y deshielo. La razón principal de esto es que el comportamiento del agregado es afectado por la pasta de cemento hidratado que lo rodea de tal manera que sólo un registro de servicio puede probar satisfactoriamente la durabilidad del agregado.

Sin embargo, se sabe que ciertos agregados son susceptibles a daños por congelación y es en ellos donde se centrará la atención. Estos son: horstemos porosos, esquistos, algunas piedras calizas, especialmente las calizas laminadas, y algunas piedras areniscas. Una característica común de estas rocas, que han sido clasificadas como pobres, es su alta absorción, pero es preciso hacer hincapié que muchas rocas durables también muestran alta absorción (véase la figura 3.8).^{3.37}

Para que ocurra daño por congelación deben existir condiciones críticas de contenido de agua y falta de drenaje. Estas están controladas, inter alia, por el tamaño, forma y continuidad de los poros en el agregado, porque dichas características de los poros controlan el índice y la cantidad de absorción, así como la rapidez con que puede escapar el agua de las partículas de agregado. De hecho esas características de los poros son más importantes que simplemente su volumen total reflejado por la magnitud de la absorción.

Se ha observado que los poros menores de 4 a 5 μm son críticos, puesto que son suficientemente grandes para permitir que el agua penetre, pero no así para permitir un drenaje fácil bajo la presión del hielo. Esta presión, en un espacio totalmente confinado a -20°C , puede llegar a ser hasta de 200 MPa. De tal manera que, si se desea impedir que las partículas de agregado se fracturen y rompan la pasta de cemento

Figura 3.8 Distribución de las muestras de agregado consistente e inconsistente como función de la absorción.^{3.37}



que las rodea, debe ser posible el flujo de agua hacia los poros vacíos dentro de las partículas de agregado, o dentro de la pasta que las rodea, con el fin de evitar que la presión hidráulica suba lo suficiente para causar la ruptura.

Este razonamiento ejemplificalo dicho con anterioridad en cuanto a que no se puede determinar por completo la durabilidad del agregado, como no sea cuando éste se encuentre en su totalidad sumergido en la pasta de cemento hidratado: la partícula debe ser suficientemente fuerte para resistir la presión del hielo, pero su expansión puede causar la ruptura del mortero que la rodea.

Se ha dicho que el tamaño de los poros es un factor importante para la durabilidad del agregado. La mayoría de los agregados contienen poros de diferentes tamaños, por lo que es necesario enfrentarse al problema de la distribución de los tamaños de poro. Brunauer, Emmett y Teller^{3.13} han elaborado un medio para expresar esto cuantitativamente. La superficie específica del agregado se determina por la cantidad de una sustancia gaseosa absorbida que se requiere para formar una capa de una molécula de espesor sobre toda la superficie interna de los poros del agregado. El volumen total de los poros se mide por absorción, y la relación del volumen de los poros con su superficie representa el radio hidráulico de los poros. Este valor, que ya se conoce por los problemas de flujo en hidráulica, proporciona un indicio de la presión que se requiere para producir flujo.

Reacción alcali-sílice

Recientemente se han observado algunas reacciones químicas nocivas entre el agregado y la pasta de cemento hidratado circundante. La reacción más común es la que ocurre entre los componentes activos de la sílice del agregado y los álcalis del cemento. Las formas reactivas de la sílice son: el ópalo (amorfo), la calcedonia (criptocristalina fibrosa) y la tridimita (cristalina). Esos materiales reactivos se encuentran en los horstemos opalinos o calcedónicos, en las calizas silíceas, en las riolitas y tobas riolíticas, en la dacita y tobas dacíticas, en la andesita y tobas andesíticas y en las filitas.^{3.29}

La reacción comienza con el ataque de los hidróxidos alcalinos derivados de los álcalis (Na_2O y K_2O) del cemento por los minerales silíceos del agregado. Como resultado, se forma un gel de alcali-silicato, ya sea en planos débiles o en poros del agregado (donde esta presente la sílice reactiva) o en la superficie de partículas de agregado. En el último caso, se forma una zona característica de superficie alterada. Esto puede destruir la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento hidratado que lo rodea.

El gel es de los llamados de "expansión ilimitada": absorbe el agua, con la consecuente tendencia a aumentar de volumen. Puesto que el gel está confinado por la pasta de cemento circundante, se presentan presiones internas que, en un momento dado, causarán expansión, agrietamiento y ruptura de la pasta de cemento (calavereo). Entonces, parece ser que la expansión se debe a la presión hidráulica generada por ósmosis, pero la expansión también se puede originar gracias a la presión expansiva de productos todavía sólidos de la reacción alcali-sílice.^{3.30} Por esta razón, se cree que lo más perjudicial para el concreto es la expansión de las partículas duras del agregado. Más tarde, una parte del gel, relativamente blando es arrastrado por el agua que lo deposita en las grietas que ya se han formado por la expansión del agregado. El tamaño de las partículas silíceas controla la velocidad con la que se presenta la reacción; las partículas finas (de 20 a 30 μm) causan expansión en un mes o dos, y las de mayor tamaño tardan varios años.^{3.60}

Diamond^{3.66} y Helmuth^{3.78} han presentado repasos de los mecanismos comprendidos en las reacciones alcali-sílices. Se cree que la formación de gel sucede sólo en la presencia de iones Ca^{++} .^{3.73} Esto es de importancia con referencia a la prevención de reacciones expansivas de agregado-sílice por la inclusión de mezclas de puzolanas, que remueven $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (véase la página 363). El progreso de reacciones e complejo, pero es importante recordar bien que no es la presencia del gel de alcali-sílice en sí misma sino la respuesta fisicoquímica a las reacciones lo que lleva al agrietamiento del concreto.^{3.66}

La reacción alcali-sílice sólo ocurre en la presencia de agua. La humedad relativa mínima en el interior del concreto para que prosiga la reacción es aproximadamente a 20 °C.^{3.79} A temperaturas superiores, la reacción puede ocurrir a una humedad relativa algo inferior.^{3.79} Generalmente una temperatura superior acelera el progreso de la reacción alcali-sílice pero no aumenta la expansión total inducida por la reacción.^{3.79} El efecto de temperatura puede ser debido al hecho de que un aumento en temperatura reduce la solubilidad del $\text{Ca}(\text{OH})_2$ y aumenta la de la sílice. El efecto de aceleración de temperatura se explota en pruebas sobre la reactividad del agregado.

El secado total del concreto y la prevención del contacto futuro con agua es un medio efectivo de detener la reacción, porque el agua es esencial para que la reacción alcali-sílice continúe, de hecho, es el único medio. En forma contraria, el mojado y el secado que se alternan hacen más grave la migración de iones alcalinos, los cuales se mueven de la parte húmeda a la parte seca del concreto. Un gradiente de humedad tiene un efecto similar.^{3.80}

La reacción álcali-sílice es muy lenta, y sus consecuencias pueden no manifestarse sino hasta después de muchos años. Las razones para esto son complejas, y los procesos involucrados, relacionados con la concentración local de varios iones, se debaten todavía.^{3.66} Aunque si podemos decir, con materiales dados, que ocurrirá reacción álcali-agregado, generalmente no es posible estimar los efectos perjudiciales a partir del conocimiento nada más de las cantidades de los materiales reactivos. Por ejemplo la reactividad verdadera del agregado que se afecta por su tamaño de partículas y porosidad, lo cual influye en el área a lo largo de la cual ocurre la reacción. Cuando los álcalis se originan sólo del cemento, la concentración de ellos en la superficie reactiva de agregado estará regida por la magnitud de esta superficie. Dentro de ciertos límites, la expansión del concreto hecho con un agregado reactivo es tanto más grande cuanto más alto es el contenido de álcalis del cemento y, para un contenido de álcalis del cemento, tanto más grande es su finura.^{3.32}

Otros factores que influyen en el progreso de reacción de álcali-agregado incluyen la permeabilidad de la pasta de cemento hidratado, pues esto controla el movimiento de agua y de los iones, además del gel de sílice. Se puede ver así que varios factores físicos y químicos hacen altamente complejo el problema de reacción álcali-agregado. En particular, el gel puede cambiar su constitución por absorción y así ejercer una presión considerable mientras que, en otras veces, ocurre la difusión del gel afuera del área confinada.^{3.32} Se puede observar que, a medida que progresa la hidratación del cemento, muchos de los álcalis llegan a concentrarse en la fase acuosa. Como resultado, se eleva el pH y los minerales sílicos se vuelven solubles.^{3.61}

Pruebas para reactividad del agregado

El análisis precedente explica a que se debe que, aunque sabemos que ciertos tipos de agregado tienden a ser reactivos, y su presencia se puede establecer por la norma ASTM C 295-90, no hay ninguna manera sencilla de determinar si un agregado dado causará expansión excesiva por causa de reacción con álcalis del cemento. Se tiene que confiar generalmente en el registro de servicio, pero tan solo el 0.5 por ciento del agregado perjudicial puede causar daño.^{3.61} Si no hay ningún registro está disponible es posible solamente determinar la reactividad potencial del agregado pero no probar que va a ocurrir una reacción dañina. La norma ASTM C 289-94 prescribe una prueba química rápida: se determina la reducción en la alcalinidad de una solución normada de NaOH al ponerse en contacto con agregado pulverizado a 80 °C, y se mide la cantidad de sílice disuelto.

La interpretación del resultado no está clara en muchos casos, pero, en forma general, está indicada una reacción potencialmente perjudicial si los resultados de prueba se ubican a la derecha de la línea continua de la figura 3.9, reproducida de la norma ASTM C 289-94 pero basada sobre el documento de Mielenz y Witte.^{3.33} Sin embargo los agregados potencialmente perjudiciales, representados por puntos que se sitúan arriba de la línea punteada de la figura 3.9, pueden ser extremadamente reactivos con los álcalis, así que una expansión relativamente baja puede resultar. Por eso, para determinar si su reactividad es perjudicial estos agregados se deberán probar adicionalmente mediante la prueba de barras de mortero descrita enseguida. La prueba es de poco valor con agregados ligeros.^{3.68}

En la prueba de barras de mortero para reactividad física de agregado, que prescribe la norma ASTM C 227-90; el agregado en sospecha, triturado si hay necesidad y compuesto de acuerdo con una granulometría prescrita, se usa en la elaboración de barras especiales de mortero de cemento y arena, usando un cemento con un contenido equivalente de álcalis mayor de 0.6 por ciento y, preferiblemente, de más de 0.8 por ciento. Las barras son almacenadas sobre agua a 38 °C, temperatura a la cual la expansión es más rápida y usualmente más alta que a temperaturas superiores o inferiores.^{3.34} La reacción se acelera también por el empleo de una relación agua/cemento bastante alta. De acuerdo con un apéndice de la norma ASTM C 33-93, el agregado sujeto a prueba se considera dañino si se expande más de 0.01 por ciento después de 6 meses, o más de 0.05 por ciento después de tres meses, si un resultado de 6 meses no está disponible.

La prueba de barras de mortero de la norma ASTM C 227-90 ha demostrado una correlación muy buena con la experiencia de campo, pero se requiere un tiempo considerable antes de poder hacer juicio sobre el agregado. Para agregados que contienen cuarzo, el periodo de prueba puede necesitar ser tan largo como de un año.^{3.81} Por otro lado, como se ha mencionado, los resultados de la prueba química, que es rápida, con frecuencia no son conclusivos. Del mismo modo, el examen petrográfico, aunque es una herramienta útil en la identificación de los constituyentes minerales, no puede establecer que un mineral dado dará por resultado expansión perjudicial.

Varios métodos de prueba acelerados continúan desarrollándose pero ellos varias veces involucran el uso de una temperatura alta hasta 80°C lo cual distorsiona el comportamiento. Se espera en 1998 una norma británica que prescribe un método de prueba que usa la expansión de un prisma de concreto.

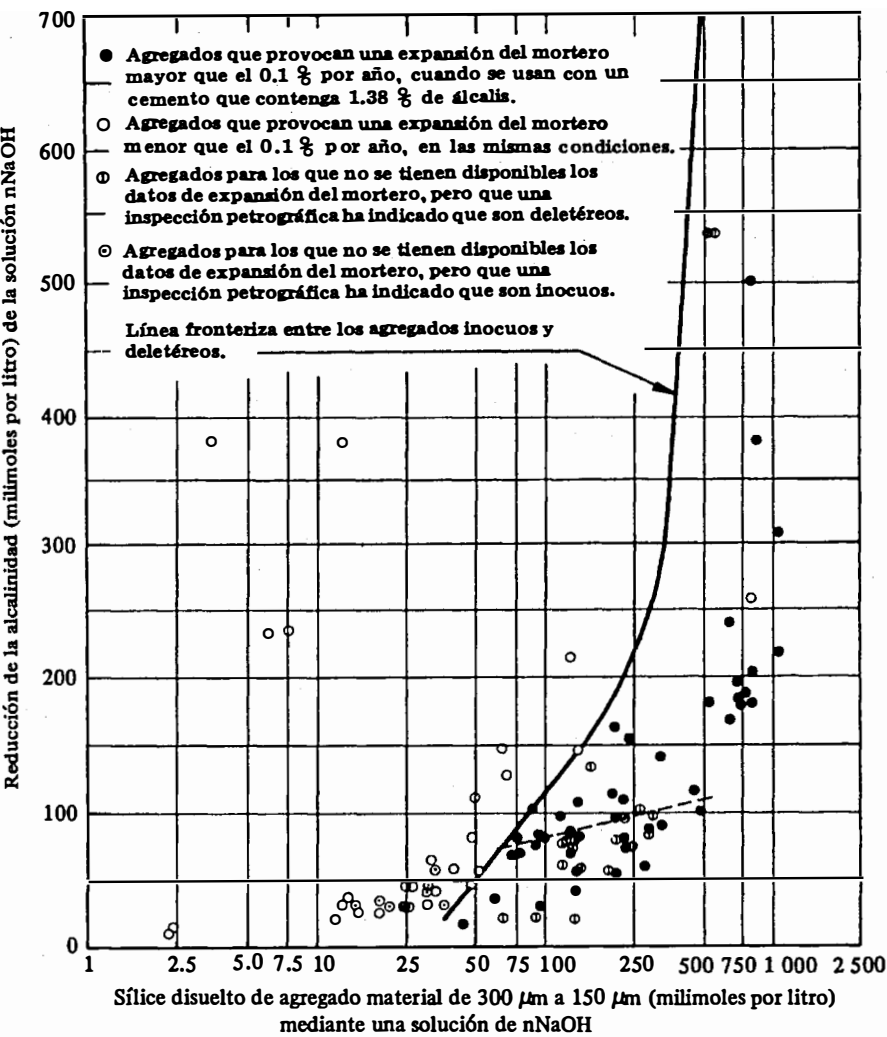


Figura 3.9 Resultados de la prueba química de la norma ASTM C 289-94

Faltan resultados de pruebas de laboratorio que estén correlacionadas con el funcionamiento en el campo de concreto que contiene los másmos materiales.^{3.82} La razón probable para esto es el largo período en servicio antes de que los efectos de reacción álcali-sílice manifiesten ellos másmos. Nuevos métodos de prueba no se pueden validar de prisa. Una prueba rápida y conclusiva en cuanto a reactividad del agregado está todavía por desarrollarse, y el uso de más de una de las pruebas existentes es lo mejor que se puede hacer en el momento.

El análisis procedente de la reacción álcali-agregado está destinado a asegurar una conciencia de los problemas potenciales con algunos agregados. las consecuencias de la reacción álcali-agregado en el concreto y el medio de evitarlas se estudian en la página 361, pero el tratamiento completo de este tema tan vasto no se puede incluir en el libro presente. Lo que es importante es darse cuenta de que el riesgo de reacción perjudicial álcali-agregado se tiene que considerar en la selección de materiales del concreto

Reacción álcali-carbonato

Otro tipo de reacción perjudicial de agregado es aquel entre algunos agregados de calizas dolomíticas y los álcalis del cemento. El volumen de los productos de esta reacción es menor que el volumen de los materiales originales, así que la explicación para la reacción perjudicial se tiene que buscar en fenómenos diferentes de aquellos comprendidos en la reacción álcali-sílice.^{3.83} Es probable que el gel que se forma esté sujeto a expansión de manera similar a arcillas que se expanden.^{3.79} Así en condiciones húmedas, ocurre la expansión del concreto. En forma común las zonas de reacción hasta de 2 mm (o 0.1 pulg.) se forman alrededor de partículas activas del agregado. El agrietamiento se desarrolla dentro de estos contornos y conduce a una red de grietas y una pérdida de adherencia entre el agregado y la pasta de cemento.

Las pruebas demuestran que ocurre la desdolomatización, que es un cambio de dolomita, $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$, a las formas

CaCO_3 y Mg(OH)_2 . Sin embargo, las reacciones comprendidas se entienden todavía imperfectamente; en particular, el papel de la arcilla en el agregado no es claro, pero la reacción expansiva parece estar siempre asociada estrechamente con la presencia de arcilla. También, los cristales de dolomita y de calcita son muy finos en agregados expansivos.^{3.47} Una sugestión es que la expansión es causada por la entrada de humedad por la arcilla no humedecida previamente, siendo la desdolomatización necesaria sólo para proveer acceso de humedad a la arcilla cubierta;^{3.48} otra sugerencia es que la arcilla aumenta la reactividad del agregado, de modo que la dolomita y el hidrato de silicato de calcio producen Mg(OH)_2 , gel sílico, y carbonato de calcio con un aumento en volumen de casi 4 por ciento.^{3.62} Walker^{3.70} da un buen repaso al problema.

Se deberá recalcar que sólo algunas calizas dolomíticas causan reacciones expansivas en el concreto. No se ha desarrollado ninguna prueba sencilla para identificarlas; en caso de duda, se puede obtener ayuda a partir de una investigación de la textura de roca o de la expansión de la roca en hidróxido de sodio (ASTM C 586-92). Si la expansión de la muestra de roca de la prueba de la norma ASTM C 586-92 excede de 0.10 por ciento, el cambio de longitud del concreto hecho con el agregado en sospecha, y almacenado en aire húmedo, se determina de acuerdo con la norma ASTM C 1105-89, que también da orientación sobre la interpretación de los resultados de pruebas.

Una distinción entre las reacciones álcali-sílice y álcali-carbonato que se debe recordar es que, en la última, el álcali se regenera. Es probablemente por esta razón que las puzolanas, incluyendo humo de sílice, no son efectivas en controlar la expansión de álcali-carbonato.^{3.84} Sin embargo, la escoria de alto horno granulada que reduce la permeabilidad del concreto, (vea el capítulo 13), es razonablemente efectiva.^{3.84} Afortunadamente, las rocas de carbonato reactivas no están muy extendidas y se pueden evitar usualmente.

Propiedades térmicas del agregado

Existen tres propiedades térmicas del agregado que pueden ser importantes para el desempeño del concreto: el coeficiente de expansión térmica, el calor específico y la conductividad. Los dos últimos son de gran importancia en el concreto masivo o cuando se requiera aislamiento, pero no en el trabajo estructural normal, y se analizan en la sección que trata acerca de las propiedades térmicas del concreto (véase la página 260).

El coeficiente de expansión térmica del agregado influye en el valor de este coeficiente para el concreto que contenga el

agregado considerado: mientras mayor sea el coeficiente del agregado, mayor será también el del concreto, pero este último dependerá de igual manera del contenido de agregado de la mezcla y, en términos generales, de las proporciones de la misma.

Existe, sin embargo, otro aspecto del problema. Se ha sugerido que si los coeficientes de expansión térmica del agregado grueso y de la pasta de cemento hidratado son muy diferentes, un gran cambio de temperatura puede introducir movimientos diferenciales y una ruptura de adherencia entre las partículas de agregado y la pasta de cemento que las rodea. Sin embargo, probablemente porque el movimiento diferencial se ve afectado también por otras fuerzas, como las causadas por la contracción, una gran diferencia entre los coeficientes no es necesariamente perjudicial, cuando la temperatura no varía fuera del rango de, por ejemplo, 4 a 60 °C. No obstante, cuando ambos coeficientes se diferencian por más de 5.5×10^{-6} por °C puede verse afectada la durabilidad del concreto sujeto a congelación y deshielo.

El coeficiente de expansión térmica se puede determinar por medio del dinamómetro inventado por Verbeck y Hass,^{3.14} que se puede usar tanto con agregados gruesos como finos. El coeficiente de expansión térmica lineal varía según el tipo de la roca original: la variación para las rocas más comunes es del orden de 0.9×10^{-6} a 16×10^{-6} por °C, pero la mayor parte de los agregados se sitúan entre 5×10^{-6} a 13×10^{-6} por °C (véase la tabla 3.13). Para pasta de cemento Portland hidratada el coeficiente fluctúa entre 11×10^{-6} y 16×10^{-6} por °C, pero también se han observado valores hasta de 20.7×10^{-6} por °C, el coeficiente varía según el grado de saturación. Así pues, una grave diferencia de coeficientes tiene lugar únicamente con agregados de muy baja expansión; estos son ciertos granitos, calizas y mármoles.

En caso de que se esperen temperaturas extremas, se deben conocer en detalle las propiedades del agregado. Por ejemplo, el cuarzo sufre una inversión a los 574 °C y se expande repentinamente en 0.85%. Esta expansión causa ruptura en el concreto, razón suficiente de que nunca se haga concreto con agregados de cuarzo para estructuras resistentes al fuego.

Análisis por tamíz o granulométrico

Ese nombre tanto pomposo se le da a la sencilla operación de separar una muestra de agregado en fracciones, cada una de las cuales consta de partículas del mismo tamaño. En la práctica cada fracción contiene partículas que se encuen-

Tabla 3.13 Coeficiente líneal de expansión térmica de diversos tipos de roca^{3,39}

Tipo de roca	Coeficiente líneal de expansión térmica 10 ⁻⁶ por °C
Granito	1.8 a 11.9
Diorita, andesita	4.1 a 10.3
Gabro, basalto, diabasa	3.6 a 9.7
Arenisca	4.3 a 13.9
Dolomita	6.7 a 8.6
Caliza	0.9 a 12.2
Cuarzo	7.4 a 13.1
Mármol	1.1 a 16.0

tran dentro de límites específicos, que son las aberturas de los tamices normales de muestreo.

Los tamices de muestreo que se utilizan para el agregado de concreto tienen aberturas cuadradas y sus propiedades se prescriben en la norma BS 410: 1986 y ASTM E 11-87. En la última norma, los tamices pueden estar prescritos por el tamaño de la abertura (en pulgadas) para los tamaños más grandes, y por el número de aberturas por pulgada líneal para tamices menores que ¼ pulg. Así un tamiz número 100 tiene 100 x 100 aberturas en cada pulgada cuadrada. El método estandarizado es designar los tamaños de tamiz por el tamaño nominal de abertura en milímetros o en micrómetros.

Los tamices cuyo tamaño es menor de 4 mm (0.16 pulg.) se hacen por lo general de tela de alambre, aunque, si se desea, ésta se puede usar hasta en tamices de 16 mm (0.62 pulg.). La tela de alambre se hace de bronce fosforado pero, para algunos tamices más gruesos, se puede hacer de latón o de acero dulce. El área de cribado, es decir, el área de aberturas como porcentaje del área total del tamiz, varía entre 28 y 56 por ciento, siendo mayor para aberturas grandes. Los tamices de prueba gruesos [4 mm (0.16 pulg.)] se hacen de placa perforada, con área de cribado de 44 a 65 por ciento.

Todos los tamices están montados en marcos que se pueden apilar. Por eso es posible colocarlos uno encima del otro, en orden de tamaño, con el tamiz más grande en la parte superior, y el material retenido en cada tamiz después de haberlos sacudido representa la fracción de agregado más grueso que el tamiz donde se encuentra, pero más fino que el tamiz inmediato superior. Se usan marcos de 20 cm de diámetro para agregados de 5 mm (3/16 de pulgada) o menores, y marcos de 30 o 40 cm de diámetro para agregados de 5 mm (3/16 de pulgada) o mayores. Cabe señalar que 5 mm (3/16 de pulgada), Núm. 4 ASTM, es la línea divisoria entre los agregados gruesos y los finos.

Los tamices que se usan para agregado de concreto consisten en una serie en la que la abertura de los orificios de cualquier tamiz sea aproximadamente la mitad de la abertura del tamiz inmediato más grande. Los tamaños de los tamices de muestreo BS en unidades inglesas para esa serie son las siguientes: 3 pulg, 1 1/2 pulg, 3/4 pulg, 3/8 pulg, 3/16 pulg, números 7, 14, 25, 52, 100 y 200. Los resultados de pruebas sobre esos tamices todavía son usados. En la tabla 3.14 se dan los tamaños de tamiz tradicionales de acuerdo a su descripción fundamental de apertura en milímetros o micrómetros y también de las previas designaciones británicas y ASTM y sus aberturas en pulgadas.

Para determinar el agregado sobregraduado y subgraduado, especialmente para trabajos de investigación de granulometría del agregado, se requieren tamaños adicionales de tamices. La serie completa de tamices de muestreo se basa, en teoría, en la relación de $\sqrt{2}$ para las aberturas de dos tamices consecutivos, siendo la base el tamaño de 1 mm. Sin embargo, los tamices tanto de la Norma Británica (BS 410:1986) como de la Americana (ASTM E 11-87) se han normalizado, generalmente de acuerdo con la serie de tamices R 40/3 de la ISO. No todos estos tamices forman una serie geométrica verdadera, pero siguen números preferidos. La norma británica BS 410:1986 también utiliza algunos tamaños de tamices de la serie R20 de la (ISO 565-1990). Esta serie cubre la variación de tamaños desde 125 mm hasta 63 µm en pasos con una relación de aproximadamente 1.2, con base en el tamaño de 1 mm. También existe una norma en proyecto Europea pr EN 933-2 que utiliza tamaños iguales que ISO 6274-1982, Los varios tamaños normales de tamices se muestran en la tabla 3.15 para propósitos de granulometría, los tamaños de tamices usados normalmente son: 75.0, 50.0, 37.5, 20.0, 10.0, 5.0, 2.36, 1.18 mm, y 600, 300 y 150 µm.

Así podemos ver que al estudiar granulometría de agregados tenemos que contender con dos series de tamaños. En este libro, se expondrán de resultados de mediciones hechas con tamices de tamaño imperial según el equivalente métrico exacto, pero las curvas de granulometría para propósitos de proporcionamiento de mezcla (vea el capítulo 14), se basarán siempre que estén disponibles, en tamaños actuales de tamices de ASTM ó métricos de BS.

Antes de efectuar el análisis por tamiz, hay que secar al aire la muestra de agregado para impedir que terrones de partículas finas se clasifiquen como partículas grandes y también para impedir que se obstruyan los tamices más finos. Las masas mínimas de las muestras reducidas por el tamizado, que recomienda BS:Sección 103.1:1985, están dadas en la tabla 3.16. La tabla 3.17 muestra la masa máxima con la que cada tamiz se tiene que enfrentar. Si esta masa excede un ta-

Tabla 3.14 Tamaños tradicionales de tamiz estándar británicos y americanos

Abertura	Equivalente imperial aproximado pulg.	Designación antigua del tamaño más aproximado pulgadas	
		BS	ASTM
125 mm	5	-	5"
106 mm	4.24	4	4.24
90 mm	3.5	3½	3½
75 mm	3	3	3
6 mm	2.5	2½	2½
353 mm	2.12	2	2
45 mm	1.75	1¾	1¾
37.5 mm	1.50	1½	1½
31.5 mm	1.25	1¼	1¼
26.5 mm	1.06	1	1.06
22.4 mm	0.875	¾	¾
19.0 mm	0.750	¾	¾
16.0 mm	0.625	¾	¾
13.2 mm	0.530	½	0.530
11.2 mm	0.438	—	—
9.5 mm	0.375	⅝	⅝
8.0 mm	0.312	⅝	⅝
6.7 mm	0.26	¼	0.265
5.6 mm	0.223	—	No. 3½
4.75 mm	0.187	⅙	4
4.00 mm	0.157	—	5
3.35 mm	0.132	5	6
2.80 mm	0.111	6	7
2.36 mm	0.0937	7	8
2.00 mm	0.0787	8	10
1.70 mm	0.0661	10	12
1.40 mm	0.0555	12	14
1.18 mm	0.0469	14	16
1.00 mm	0.0394	16	18
850 µm	0.0331	18	20
710 µm	0.0278	22	25
600 µm	0.0234	25	30
500 µm	0.0197	30	35
425 µm	0.0165	36	40
355 µm	0.0139	44	45
300 µm	0.0017	52	50
250 µm	0.0098	60	60
212 µm	0.0083	72	70
180 µm	0.0070	85	80
150 µm	0.0059	100	100
125 µm	0.0049	120	120
106 µm	0.0041	150	140
90 µm	0.0035	170	170
75 µm	0.0029	200	200
63 µm	0.0025	240	230
53 µm	0.0021	300	270
45 µm	0.0017	350	325
38 µm	0.0015	—	400
32 µm	0.0012	—	450

Tabla 3.15 Tamaños normales de tamices dados por varias normas (mm ó μm)

BS 410:1986	Bs 812: Sección 103.1:1985	pr. EN 993-2	ASTM E 11-87*
125.0			125
			100
90.0	75.0		75.0
63.0	63.0	63.0	
	50.0		50.0
45.0			
	37.5		37.5
31.5		31.5	
	28.0		25.0
22.4			
	20.0		19.0
16.0		16.0	
	14.0		12.5
11.2			
	10.0		9.5
8.00		8.00	
	6.30		6.30
5.60			
	5.00		4.75
4.00		4.00	
	3.35		
2.80			
	2.36		2.36
2.00		2.00	
	1.70		
1.40			
	1.18		1.18
1.00		1.00	
	850		
710			
	600		600
500		500	
	425		
355			
	300		300
250		250	
	212		
180			
	150		150
125		125	
	75		75
90			
63		63	
45			
32			

*Valores comunes seleccionados

Tabla 3.16 Masa mínima de la muestra para el análisis por tamiz según la norma BS 812: Sección 103,1:1985

Tamaño nominal del material, mm	Masa mínima de la muestra que se va a usar para tamizar
63	5
50	035
40	15
28	5
20	2
14	1
10	0.5
6 ó 5 ó 3	0.2
< 3	0.1

miz, el material que es verdaderamente más fino que este tamiz puede ser incluido en la porción retenida.

Por eso, habrá que dividir en dos partes el material en el tamiz, y cada una se deberá tamizar separadamente. La operación real de tamizado se puede ejecutar a mano, sacudiendo cada tamiz en turno hasta que no siga pasando más de una pizca. El movimiento deberá ser hacia delante, hacia el lado izquierdo y derecho, circular en el sentido de las manecillas del reloj e inversamente, todos estos movimientos siguiendo uno de otro de modo que cada partícula "tenga una oportunidad" de pasar a través del tamiz. En casi todos los laboratorios esta disponible un sacudidor de tamices comunmente provisto de un interruptor de tiempo de manera que se pueda asegurar la operación de tamizar. A pesar de esto, es necesario poner atención para asegurar que ningún tamiz se sobrecargue (vea la tabla 3.17). La cantidad de material menor de 75 μm se puede determinar mejor por tamizado húmedo de acuerdo con la norma BS:Sección 103.1:1985 ó ASTM C 117-90.

Los resultados de un análisis por tamiz se informan mejor en forma tabular, como se muestra en la tabla 3.18. La columna (2) muestra la masa retenida en cada tamiz. Esto está expresado como un porcentaje de la masa total de la muestra y se muestra en la columna (3). Ahora, trabajando desde el tamaño más fino en forma ascendente, el porcentaje acumulado (hasta el 1 por ciento más próximo) que pasa cada tamiz se puede calcular [columna (4)], y es este porcentaje el que se utiliza en la graficación de curvas de granulometría.

Curvas granulométricas

Los resultados de un análisis granulométrico se pueden entender mucho mejor si se representan gráficamente y, por esta razón, se utilizan en gran medida las gráficas granulo-

Tabla 3.17 Masa mínima que se va a retener a la terminación de tamizar de acuerdo con la norma BS: Sección 103.1:1985

Tamaño del tamiz BS		Peso máximo (kg) para tamiz de diámetro		
mm	μm	450 mm	300 mm	200 mm
50.0		14	5	
37.5		10	4	
28.		8	3	
020.0		6	2.5	
14.0		4	2	
10.0		3	1.5	
6.30		2	1	
5.00		1.5	0.75	0.350
3.35		1	0.55	0.250
2.36			0.45	0.200
1.70			0.375	0.150
1.18			0.300	0.125
	850		0.260	0.115
	600		0.225	0.100
	425		0.180	0.080
	300		0.150	0.065
	212		0.130	0.060
	150		0.110	0.050
	75		0.075	0.030

métricas. Al utilizar ese tipo de gráficas es posible ver simultáneamente si la granulometría de una muestra determinada se ajusta a las especificaciones o si es demasiado gruesa o demasiado fina, o deficiente en un tamaño particulado.

En la gráfica de granulometría que se utiliza comúnmente, las ordenadas representan el porcentaje acumulado que pasa y las abscisas muestran la abertura de tamiz graficada a una sola escala logarítmica. Ya que las aberturas de tamices de una serie normal están en la relación de $\frac{1}{2}$, una graficación logarítmica muestra estas aberturas a un espaciamiento constante. Esto se ejemplifica en la figura 3.10, al cual representa los datos de la tabla 3.18.

Es conveniente escoger una escala tal que el espaciamiento de la escala entre dos tamaños adyacentes de tamiz sea aproximadamente igual al intervalo de 20 por ciento en la escala de ordenadas; entonces se puede hacer una comparación visual.

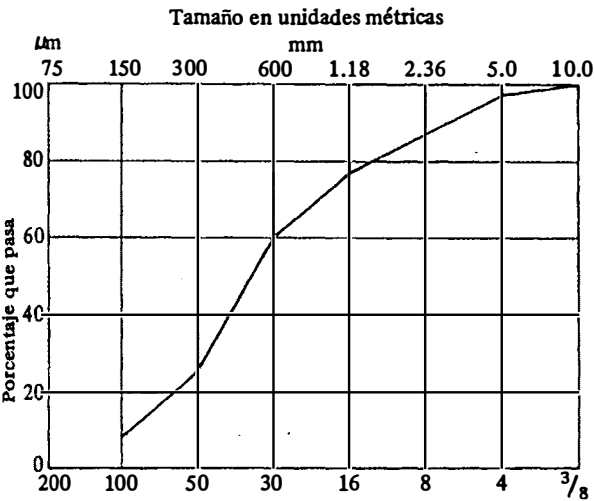


Figura 3.10 Ejemplo de una curva granulométrica (véase la tabla 3.18).

Módulo de finura

A veces se utiliza un solo factor calculado a partir del análisis granulométrico, especialmente en los Estados Unidos. Este es el módulo de finura, que se define como la suma de los porcentajes acumulados retenidos en los tamices de la serie normada: 150, 300, 600, μm , 1. 18, 2.36, 5.00 mm (ASTM Nos. 100, 50, 30, 16, 8, 4) y hasta el tamaño máximo del tamiz usado. Se debe recordar que cuando todas las partículas de una muestra son más gruesas que, por ejemplo, 600 μm (núm. 30 ASTM), el porcentaje acumulado retenido en un tamiz de 300 μm (Núm. 50 ASTM) deberá entrar como 100; por supuesto, el mismo valor entraría para 150

μm (Núm. 100). El valor del módulo de finura es tanto más alto cuanto más grueso es el agregado (consúltese la columna número 5 de la tabla 3.18).

Se puede considerar al módulo de finura como promedio ponderado de tamaño del tamiz en el cual es retenido el material, siendo los tamices contados a partir del más fino. Popovics ^{3.49} demostró que el módulo de finura era un promedio logarítmico de la distribución de tamaños de partículas. Por ejemplo, se puede interpretar un módulo de finura de 4.00 indicando que el cuarto tamiz 1.18 mm (núm. 16 ASTM) es el tamaño promedio. Sin embargo, queda claro que un parámetro, el promedio, no puede ser representativo de la distribución: así, el mismo módulo de finura puede representar un número infinito de distribuciones de tamaños o de curvas granulométricas completamente diferentes.

Por lo tanto, el módulo de finura no se puede usar como una descripción de la granulometría de un agregado, pero es útil para medir variaciones ligeras en agregados de la misma fuente; por ejemplo, como un control diario. Sin embargo, con ciertas limitaciones, el módulo de finura da un indicio del posible comportamiento de una mezcla de concreto hecha con agregado de cierta granulometría, y hay muchas personas que apoyan el uso del módulo de finura para la evaluación de agregados y el diseño de mezclas.^{3.49}

Requisitos granulométricos

Ya hemos visto cómo se determina la granulometría de una muestra de agregado, pero todavía falta determinar si es o no es adecuada una granulometría particular. Un problema

Tabla 3.18 Ejemplo de análisis por tamiz

Tamaño del tamiz		Masa retenida, g	Porcentaje acumulado que pasa	Porcentaje acumulado retenido	Porcentaje acumulado
BS	ASTM				
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)
10.0 mm	3/8"	0	0.0	100	0
5.00 mm	4	6	2.0	98	2
2.36 mm	8	31	10.1	88	12
1.18 mm	16	30	9.8	78	22
600 μm	30	59	19.2	59	41
300 μm	50	107	34.9	24	76
150 μm	100	53	17.3	7	93
< 150 μm	< 100	21	6.8	--	--
Total =		307		Total =	246
				Módulo de finura	2.46

relacionado es el de combinar agregados finos y gruesos para producir la granulometría que se requiere. Entonces ¿cuáles son las propiedades de una "buena" curva granulométrica?

Puesto que la resistencia de concreto totalmente compactado hecho con determinada relación agua/cemento es independiente de la granulometría del agregado, ésta es, en primer caso, importante sólo en tanto afecte la trabajabilidad. Sin embargo, como el desarrollo de la resistencia correspondiente a una relación agua/cemento dada requiere de una compactación total, y ésta se puede lograr solamente con una mezcla suficientemente trabajable, es necesario producir -Una mezcla que se pueda compactar a una máxima densidad, con una cantidad razonable de trabajo.

Desde un principio debemos decir que no existe ninguna curva granulométrica ideal, sino al compromiso por obtenerla. Además de los requisitos físicos, no debemos olvidarnos del aspecto económico: el concreto se debe fabricar con materiales que se puedan producir a bajo costo, de manera que no se puedan imponer límites no alcanzables a los agregados.

Se ha indicado que los factores principales que rigen la granulometría deseada de los agregados son: el área superficial del agregado, que determina la cantidad de agua necesaria para mojar todos los cuerpos sólidos; el volumen relativo ocupado por el agregado; la trabajabilidad de la mezcla, y su tendencia a la segregación.

En la página 140, se trata la segregación, pero deberíamos observar que los requisitos de trabajabilidad y ausencia de segregación tienden a oponerse parcialmente entre sí: mientras más fácil sea para las partículas de diferentes tamaños formar una masa compacta, las partículas pequeñas pasan a través de los huecos que dejan las más grandes, será más probable que las pequeñas partículas sean expulsadas e los huecos cuando la masa es sacudida; es decir, se provoca una segregación en estado seco. De hecho, lo que no debe salir libremente de los huecos del agregado grueso es el mortero (mezcla de arena, cemento y agua). También es necesario que los huecos que quedan entre el agregado combinado sean suficientemente pequeños para evitar que la pasta de cemento penetre a través de ellos y se aparte.

Entonces, el problema de segregación es muy similar al de los filtros, aunque en ambos casos los requisitos sean, por supuesto, diametralmente opuestos: para obtener un concreto satisfactorio es esencial evitar que se produzca la segregación.

Hay un requisito adicional para que la mezcla sea cohesiva y trabajable: debe contener suficiente cantidad de materiales de tamaño menor del de un tamiz de 300 μm (núm. 50

ASTM). Puesto que las partículas de cemento van incluidas en este material, una mezcla más rica requiere menor contenido de agregado fino que una pobre. Si la granulometría del agregado fino es deficiente en partículas más finas, el aumentar la relación de agregado fino/grueso puede no ser un remedio satisfactorio, ya que puede conducir a un exceso de tamaños intermedios y, en consecuencia, la aspereza. (Se dice que una mezcla es áspera cuando predominan partículas de un solo tamaño, como lo muestra la variación escalonada aproximadamente a la mitad de una curva granulométrica, de tal suerte que las partículas interfieren los resultados). Esta necesidad de una cantidad adecuada de finos (siempre y cuando sean estructuralmente estables) explica porqué se ponen contenidos mínimos de partículas que pasan por el tamiz de 300 μm (No. 50 ASTM) y hasta de 150 μm (núm. 00 de ASTM); como, por ejemplo, en las tablas 3.22 y 3.23 (página 115). sin embargo, ahora se piensa que los requisitos del US. Bureau of Reclamation de la tabla 3.23 para el porcentaje mínimo de partículas que pasan los tamices de 300 y 150 μm (Nos. 50 y 100 de ASTM) son demasiado altos.

Se puede agregar además que todos los materiales cementantes automáticamente proporcionan una cierta cantidad de "ultrafinos". Los ultrafinos se pueden, por tanto, tomar como materiales menores de 125 μm de todo origen, o sea, agregado, relleno, y cemento. Sin embargo, hay algunas diferencias en comportamiento en que la hidratación inicial de cemento remueve rápidamente algo de agua de la mezcla, mientras que las otras partículas son inertes. El volumen de aire incluido se puede tomar como equivalente a la mitad del volumen de fino. La norma Alemana DIN 1045:1988. 3.86 establece el tamaño de partículas de 125 μm como un criterio para material ultrafino. No se especifican, mínimos de ultrafinos porque ellos se hallan normalmente en el material usado, pero la presencia de ultrafinos adecuados es esencial para concreto bombeado y para el concreto que se va a colocar en secciones delgadas o con refuerzo congestionado, y también para estructuras que retienen agua. Por otro lado, una cantidad excesiva de ultrafinos es dañina desde el punto de vista de resistencia a congelación y deshielo y a las sales para deshielar además de resistencia a la abrasión. Un contenido máximo total de 350 kg/m^3 de concreto es lo prescrito para mezclas con un contenido de cemento de no más de 300 kg/m^3 . El máximo de ultrafinos es de 400 kg/m^3 cuando el contenido de cemento es de 350 kg/m^3 , se permiten cantidades más altas de ultrafinos a contenidos de cemento más altos. estos valores se aplican a mezclas con un tamaño máximo de agregado de 16 a 63 mm: El efecto benéfico de ultrafinos menores de 50 μm en el requerimiento de agua del concreto fresco, y por tanto, sobre la resistencia, ha sido confirmado.^{3.85}

El requisito de que el agregado ocupe un volumen relativo tan grande como sea posible es, inicialmente, un requisito económico, al ser el agregado más barato que la pasta de cemento pero también hay razones técnicas fuertes por las que una mezcla demasiado rica es indeseable. También se cree que cuanto más grande es la cantidad de partículas sólidas que se pueden empacar dentro de un volumen dado de concreto tanto más alta es la densidad y, por eso, tanto más alta es la resistencia. Esta teoría de densidad máxima a concluido a la defensa de las curvas de granulometría de forma parabólica, o en parte parabólica y luego recta (al graficarse a una escala natural), como se muestra en la figura 3.11. Se ha hallado, no obstante, que el agregado graduado para dar una densidad máxima resulta en una mezcla áspera e intrabajable. La trabajabilidad se mejora cuando hay un exceso de pasta arriba de la requerida para llenar los huecos de la arena, y también un exceso de mortero (agregado fino más pasta de cemento) arriba de lo requerido para llenar los huecos en el agregado grueso.

El concepto de una curva de granulometría "ideal" como la que se muestra en la figura 3.11, todavía encuentra favor, aunque diferentes investigadores ^{3,87} recomiendan formas distintas de curvas "ideales".

Una granulometría "ideal" derivada de la industria del asfalto, en la que es importante reducir al mínimo el volumen del aglutinante, es como sigue. Se construye una gráfica en la que la ordenada es el porcentaje acumulado que pasa y la abscisa representa el tamaño de tamiz a la potencia de 0.45. Se traza una línea recta en esta gráfica que conecte un punto correspondiente al tamaño más grande de tamiz en el cual no retendrá algún agregado fuera retenido. La granulometría "ideal" deberá seguir esta línea, excepto que el porcentaje que pasa por el tamiz de 600 μm (núm. 30 de ASTM) hacia abajo cae debajo de la línea recta, lo cual no toma en cuenta la presencia de cemento -también material fino. Se asegura que las granulometrías que no oscilan arriba y debajo de la línea recta producen concreto denso, pero la ventaja de la curva de granulometría de potencia 0.45 no está demostrada y no se utiliza ampliamente.

El problema práctico es que agregados de fuentes deficientes, aún si normalmente son de la misma granulometría, y varían en la distribución de tamaño de partícula dentro de la fracción de tamaño dada, así como en otras propiedades tales como forma y textura. Esto tiene que sumarse a que el volumen total de vacíos en el concreto se reduce el rango de tamaño de partículas del agregado desde tamaño máximo y es tan amplio como sea posible, esto es, si se incluyen en la mezcla partículas extremadamente finas: el humo de sílice que es uno de tales materiales, se considera en la página 60.

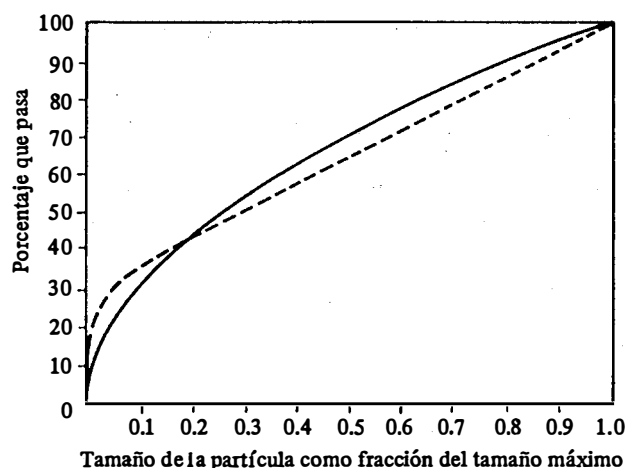


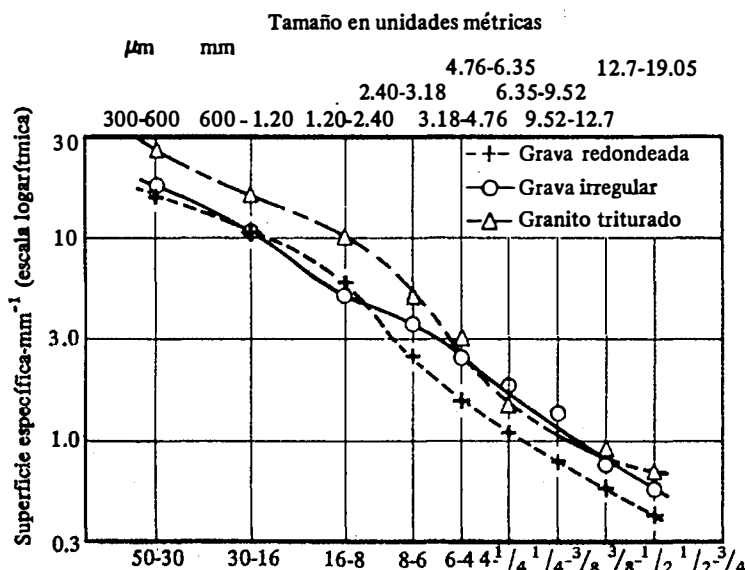
Figura 3.11 Curva granulométrica de Fuller.

Consideremos ahora el área superficial de las partículas del agregado. La relación agua/cemento de la mezcla se suele fijar, por lo general, tomando en cuenta la resistencia. Al mismo tiempo, la cantidad de pasta de cemento debe ser suficiente para cubrir la superficie de todas las partículas, de tal suerte que mientras menor sea el área superficial del agregado, menos pasta se necesitará y, por lo tanto, menos agua.

Tomaremos, para simplificar, una esfera con un diámetro D como representativa de la forma del agregado, tenemos la relación de área superficial respecto a volumen de $6/D$. Esta relación entre la superficie de las partículas y su volumen (o cuando las partículas tienen un peso específico constante, a su masa) se llama superficie específica. Cuando se trate de partículas de diferentes formas, se puede obtener un coeficiente distinto de $6/D$, pero el área superficial sigue siendo inversamente proporcional al tamaño de la partícula, como aparece en la figura 3.12 reproducida del trabajo de Shacklock y Walker. ^{3,15} Se debe observar que se usaron escalas logarítmicas tanto para las ordenadas como para las abscisas, ya que los tamaños de tamices están en progresión geométrica.

En el caso del agregado graduado, la granulometría y la superficie específica total se relacionan entre sí aunque, por supuesto, hay muchas curvas granulométricas que corresponden a la misma superficie específica. Si la granulometría se extiende a un tamaño máximo de agregado, la superficie específica total se reduce y el requisito de agua disminuye, pero la relación no es lineal. Por ejemplo, si se aumenta el tamaño máximo del agregado de 10 mm a 63 mm (3/8 a 2 1/2 pulgadas) puede, en ciertas condiciones, reducir la cantidad de agua para una trabajabilidad constante, hasta en 50 kg por metro cúbico de concreto. La disminución corres-

Figura 3.12 Relación entre superficie específica y tamaño de partícula.^{3.15}



pondiente en la relación agua/cemento puede llegar a ser de 0.15.^{3.16} La figura 3.13 muestra algunos valores típicos.

Las limitaciones prácticas del tamaño máximo del agregado que se pueden emplear en determinadas circunstancias, y el problema de la influencia del tamaño máximo sobre la resistencia en general se estudia en la página 119.

Se puede ver que una vez seleccionado el tamaño máximo del agregado y su granulometría, podemos expresar el área superficial total de las partículas usando como parámetro la superficie específica, y la superficie total de los agregados es la que determina los requisitos de agua o la trabajabilidad de la mezcla. Edwards,^{3.50} desde el año de 1918, fue el primero en proponer el diseño de una mezcla con base en la superficie específica de los agregados y, cuarenta años más tarde, surgió nuevamente el interés por este método. La superficie específica se puede determinar mediante el método de permeabilidad al agua,^{3.17} pero hasta la fecha no existe ninguna prueba de campo sencilla, y el enfoque matemático resulta difícil por la variabilidad en la forma de las diferentes partículas del agregado.

Sin embargo, esta no es la única razón por qué no se recomienda universalmente la selección de proporciones de mezcla sobre la base de la superficie específica de los agregados. Se descubrió que la aplicación de los cálculos del área superficial no funciona al tratarse de partículas de agregado menores que un tamiz de 150 μm (núm. 100 ASTM), y para el cemento. Esas partículas, como también algunas de arena de mayor tamaño, aparentemente actúan como lubricantes en la mezcla y no parecen requerir humedad de la

másma manera que las partículas gruesas. Glanville y otros^{3.18} hallaron una indicación de esto en algunas pruebas.

Debido a que el método de la superficie específica proporciona una imagen un tanto engañosa de la trabajabilidad esperada (que principalmente se debe a una sobreestimación del efecto de las partículas finas), Murdock^{3.19} sugirió el uso de un índice superficial empírico, y sus valores, así como la superficie específica, aparecen en la tabla 3.19.

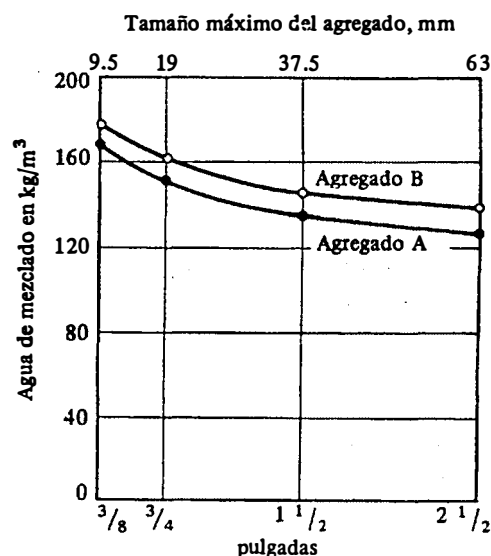


Figura 3.13 Influencia del tamaño máximo de agregado en el agua de mezclado requerida para un revenimiento constante.^{3.16}

Tabla 3.19 Valores relativos de área superficial e índice superficial

Fracción del tamaño de partícula	Núm. de tamiz de ASTM	Área superficial relativa	Índice superficial de Murdock ^{3.19}
76.2-38.1 mm	3 - 1½	½	½
38.1-19.05 mm	1½ - ¾	1	
19.05-9.52 mm	¾ - ½	2	12
9.52-4.76 mm	½ - ¼	4	4
4.76-2.40 mm	¼ - 8	8	8
2.40-1.20 mm	8 - 16	16	12
1.20 mm-600 µm	16 - 30	32	15
600-300 µm	30 - 50	64	12
300-150 µm	50 - 100	128	10
< 150 µm	< 100	-	1

El efecto general del área superficial del agregado de determinada granulometría se obtiene multiplicando el porcentaje de la masa de cualquier fracción de tamaño por el coeficiente correspondiente a esa fracción y sumando todos los productos. Según Murdock, ^{3.19} el índice superficial (modificado por un índice de angularidad) es el que se debe usar y, de hecho, los valores de este índice se basan en resultados empíricos. Por otra parte, Davey ^{3.20} descubrió que para la misma superficie específica total del agregado, la cantidad de agua y la resistencia a la compresión del concreto son los mismos para límites muy amplios de granulometría del agregado. Esto se aplica tanto a los agregados de granulometría continua y escalonada enlistados en la tabla 3.20, reproducida del documento de Davey y, de hecho, tres de las cuatro granulometrías mencionadas en la tabla son de tipo escalonado.

Se ha descubierto que el aumento de la superficie específica del agregado, para una relación agua/cemento constante

Tabla 3.21 Superficie específica del agregado y resistencia del concreto para una mezcla 1:6 con una relación agua/cemento de 0.60 ^{3.21}

Superficie específica del agregado m ² /kg	Resistencia del concreto a la compresión a los 28 días		Densidad del concreto fresco kg/m ³
	kg/cm ²	MPa	
2.24	368	36.1	2330
2.80	356	34.9	2325
4.37	30	30.3	2305
5.71	9280	27.5	2260

conduce a una menor resistencia en el concreto, como se indica, por ejemplo, en la tabla 3.21, en la que se reproducen los resultados de Newman y Teychenné. ^{3.21} Las razones para que esto suceda no están todavía claras, pero parece ser que la reducción en densidad del concreto, como consecuencia del aumento en la finura de la arena natural, es un factor para la disminución de la resistencia. ^{3.22}

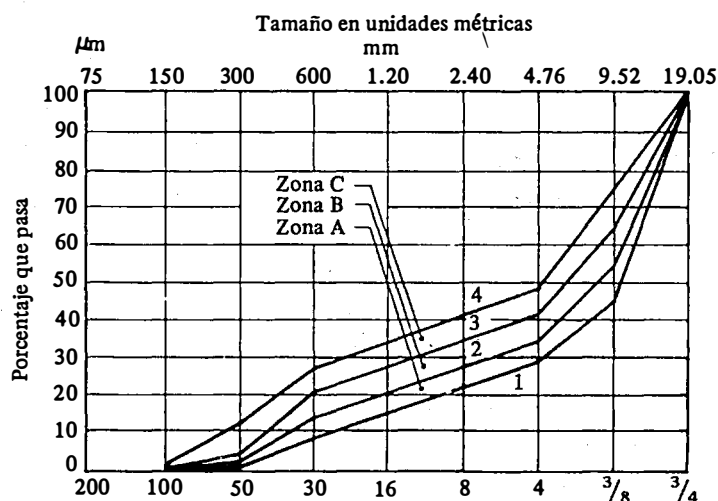
La trabajabilidad no parece ser una función directa del área superficial específica del agregado, verdaderamente Hobbs ^{3.88} demostró que las mezclas de concreto que contienen agregado fino con granulometría que varía significativamente conducen a un revenimiento o factor de compactación similar, pero el porcentaje de agregado fino del agregado total se ajustaba. Parece entonces que el área superficial del agregado es un factor importante al determinar la trabajabilidad de la mezcla, pero el desempeño exacto de las partículas más finas de ninguna manera se ha averiguado.

Las granulometrías tipo de Road Note núm. ^{43.23}, que son una contribución fundamental para entender la granulometría de agregado, representan diferentes valores de la superficie específica total. Por ejemplo, cuando se utilizan arena y grava de río, las cuatro curvas granulométricas, del Núm. 1 al 4 de la figura 3.14 corresponden a la superficie específica de 1.6, 2.0, 2.5 y 3.3 m²/kg respectivamente. ^{3.21} En la

Tabla 3.20 Propiedades de concretos elaborados con agregados de la misma superficie específica ^{3.20}

Fracción del tamaño	Granulometría del agregado, porcentaje								Superficie específica m ² /kg	Relación agua/cemento	Resistencia a la compresión				Módulo de ruptura			
	300-150 µm	600-300 µm	1.20 mm - 600 µm	2.40 mm	4.76 mm	9.52 mm	19.05 mm	7 días			28 días	7 días	28 días					
											MPa	MPa	MPa	MPa				
											MPa	MPa	MPa	MPa				
ASTM	50-100	30-50	16-30	8-16	¾ - 8	¾ - ¾	¾ - ¾											
Grado																		
A	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	22.0	22.0	3.2	0.575	242	23.7	335	32.9	38	3.72	45	4.38	
B	12.9	12.9	12.9	0	0	30.6	30.7	3.2	0.575	247	24.2	330	32.3	38	3.74	46	4.48	
C	15.4	15.4	0	0	0	34.6	34.6	3.2	0.575	251	24.6	335	32.8	39	3.84	46	4.54	
D	25.4	0	0	0	0	0	74.6	3.2	0.575	238	23.3	327	32.1	35	3.46	42	4.16	

Figura 3.14 Curvas granulométricas de la Road Note Núm. 4 para agregado de 19.05 mm (3/4 pulg).^{3,23} (Derechos de autor reservados a la Corona Británica.).



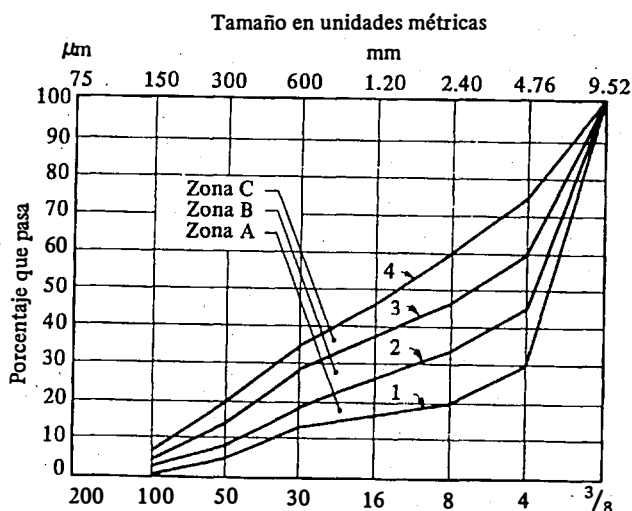
práctica, cuando se tratende aproximar tipos de granulometrías, las propiedades de la mezcla seguirán casi sin alterar, cuando se compense la pequeña deficiencia de finos con la aplicación de un exceso de partículas gruesas, pero la diferencia de tamaño no debe ser muy grande. En el enunciado anterior, por supuesto, los excesos y deficiencias son mutuamente intercambiables.

No hay duda de que la granulometría del agregado es un factor importante en la trabajabilidad de la mezcla de concreto. La trabajabilidad, a su vez, afecta las cantidades de agua y cemento, controla la segregación, ejerce cierto efecto en el sangrado e influye en la colocación y el acabado del

concreto. Esos factores representan las características importantes del concreto fresco y también afectan sus propiedades cuando ya ha fraguado: resistencia, contracción y durabilidad.

Entonces la granulometría es de vital importancia en el proporcionamiento de las mezclas de concreto, aunque su función exacta, en términos matemáticos, no se ha establecido todavía, y el comportamiento exacto de este tipo de mezcla semilíquida de materiales granulares se comprende aún perfectamente. Por otro lado, aunque el aseguramiento de granulometría apropiada del agregado es de importancia considerable, la imposición arbitraria de límites que no son

Figura 3.15 Curvas granulométricas de la Road Note Núm. 4 para agregado de 38.1 mm (1 1/2 pulgada).^{3,23} (Derechos de autor reservados a la Corona Británica.).



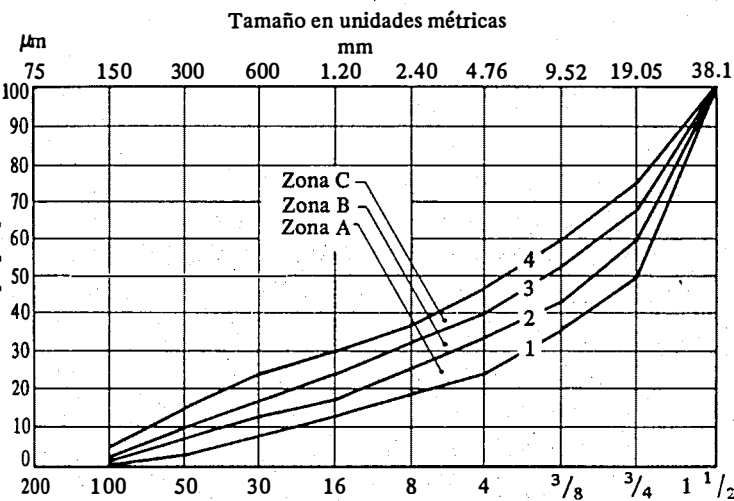


Figura 3.16 Curvas granulométricas del tipo de McIntosh y Erntroy para agregado de 9.52 mm (3/8 pulg.).^{3,24}

económicos, o hasta casi imposibles, en una localidad dada, es inapropiada.

Finalmente, debemos recordar que es mucho más importante que la granulometría permanezca constante, que tratar de determinar una que sea "buena" en términos generales. De otra manera, la trabajabilidad resulta variable y, cuando esto se corrige en la mezcladora por una variación del contenido de agua, se obtiene concreto de resistencia variable.

Granulometrías prácticas

Apartir de la breve revisión de la sección anterior, podemos ver lo importante que es el uso de agregado cuya granulometría permita obtener una trabajabilidad aceptable y la menor segregación posible. No podríamos hacer demasiado énfasis en la importancia de este último aspecto; una mezcla trabajable que podría producir un concreto resistente y económico dará por resultado un producto terminado con cavidades, débil, poco durable y variable, si hay segregación.

El proceso de cálculo de las proporciones de los agregados de diferentes tamaños para lograr la granulometría deseada se trata en el diseño de la mezcla y se describe en el capítulo 14. Aquí, se hablará de algunas "buenas" curvas granulométricas. Hay que recordar, sin embargo, que en la práctica tenemos que utilizar los agregados disponibles en la localidad, a una distancia económica y que, si lo enfocamos de manera inteligente y tenemos suficiente cuidado, gene-

ralmente podemos producir con ellos un buen concreto. Para agregado que incluye arena natural, puede ser útil, como una base de comparación, el uso de las curvas de la Road Research Note Núm. 4, Design of Concrete Mixes.^{3,23} Estas han sido preparadas para tamaños máximos de agregados de 19.05 y 38.1 mm (3/4 Y 1 1/2 pulg) se reproducen, respectivamente, en las figuras 3.14 y 3.15. La figura 3.16 muestra curvas similares con tamaños máximos de 9.52 mm (3/8 de pulgada), preparadas por McIntosh y Erntroy.^{3,24}

Para cada tamaño máximo del agregado, se muestran cuatro curvas pero, debido a la presencia de agregado con tamaños mayores y menores a los estipulados, y porque la variación entre cualquier tamaño fraccionario, es muy probable que las granulometrías caigan cerca de las curvas en lugar de seguir las exactamente. Es por eso preferible considerar zonas de granulometría, y éstas están marcadas en todos los diagramas.

La curva Núm. 1 representa la granulometría más gruesa en cada una de las figuras 3.14 a la 3.16. Esa granulometría es comparativamente trabajable y, por lo tanto, puede utilizarse en mezclas con baja relación agua/cemento, o en mezclas ricas. Sin embargo, es necesario asegurarse de que no ocurra segregación. En el extremo contrario, la curva Núm. 4 representa una granulometría fina; será cohesiva pero no muy trabajable. En particular, el exceso de material en los tamices de prueba entre 1.20 y 4.76 mm (Núm. 16 y 3/16 pulg.) producirá un concreto áspero que, a pesar de que pueda ser adecuado para compactarse por vibrado, pero es difícil de colocar a manum. Si se desea obtener la misma trabajabilidad usando agregados con las curvas Núm. 1 y Núm. 4, los segundos necesitarán un contenido de agua considerablemente mayor, esto significaría menos resistencia, si ambos concretos tienen la misma relación agregado/cemento, o si se requiere la misma resistencia, el concreto hecho con el agregado fino tendrá que ser considerablemente más rico, es decir, cada metro cúbico contendría más cemento necesario que cuando se emplea una granulometría gruesa.

El cambio entre las granulometrías extremas es progresivo. Sin embargo, en el caso de granulometrías situadas parcialmente en una zona y en la otra, puede haber peligro de segregación cuando faltan muchas partículas de tamaño intermedio (granulometría escalonada). Por otra parte, si hay un exceso de agregados de tamaño intermedio, la mezcla será áspera y difícil de compactar a mano, y quizás hasta por medio de vibración. Por esa razón, es preferible usar agregados con granulometrías de tipo similar, en lugar de otros con granulometrías distintas a estas.

Las figuras 3.17 y 3.18 muestran la gama de granulometrías que se usan con agregados cuyo tamaño máximo sea de

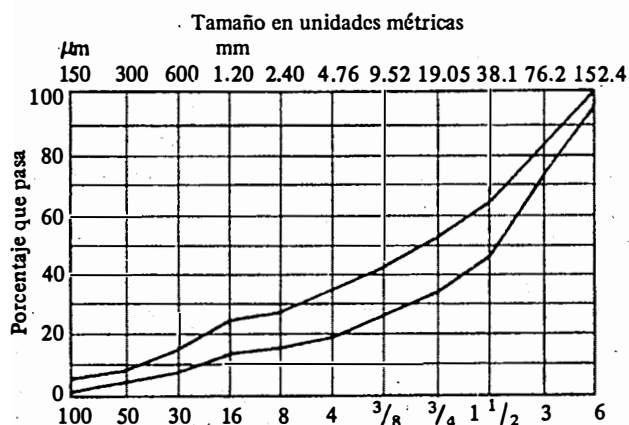


Figura 3.17 Gama de las granulometrías que se utilizan con agregado de 152.4 mm (6 pulg).^{3,25}

152.4 mm (6 pulg) y 76.2 mm (3 pulg) respectivamente, como lo establece McIntosh.^{3,25} Como suele suceder, las granulometrías reales son paralelas a los límites, sin cruzar de uno al otro.

En la práctica, el uso de agregados separados finos y gruesos significa que se puede establecer una granulometría que vaya de acuerdo exactamente con una granulometría tipo en un punto intermedio, generalmente de 5 mm (3/16 pulg). En términos generales, también se puede lograr buena concordancia en ambos extremos de la curva final de 150 μm (Núm. 100) y el tamaño máximo de agregado que se utilice. Si se entregan los agregados gruesos en fracciones de un sólo tamaño, como es usualmente el caso, se puede obtener concordancia en puntos adicionales mayores de 5 mm (3/16 pulg) pero para tamaños menores de 5 mm (3/16 pulg) es necesaria la combinación de dos o más agregados finos.

Granulometría de agregados finos y gruesos

Dado que, para cualquier trabajo sin importancia, se mezclan agregados finos y gruesos separadamente, se deberá conocer y controlar la granulometría de cada parte del agregado.

A través de los años, ha habido varias proposiciones para especificar los requisitos de granulometría para agregado fino. Primeró, se dieron curvas tipo de granulometría como para representar "buena" granulometría.^{3,23} En la edición de

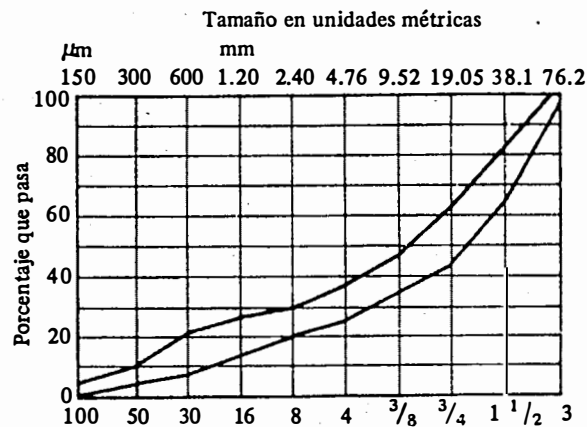


Figura 3.18 Gama de las granulometrías que se utilizan con agregado de 76.2 mm (3 pulg).^{3,25}

1973 de BS 882 se introdujeron cuatro grandes zonas. La división en zonas se basó primariamente en el porcentaje que pasa el tamiz de 600 μm (Núm. 30 de ASTM). La razón principal para esto era que un gran número de arenas naturales se dividen ellas mismas precisamente a ese tamaño, siendo las granulometrías arriba y abajo aproximadamente uniformes. Además el contenido de partículas más finas que el tamiz 600 μm (Núm. 30 de ASTM) tiene una influencia considerable en la trabajabilidad de la mezcla y proporciona un índice bastante confiable de toda la superficie específica de la arena.

Así, las zonas de granulometría reflejaban en forma importante las granulometrías de arenas naturales disponibles en el Reino Unido. Poco de esas arenas está ahora disponible para hacer concreto, y una solución mucho menos restrictiva para granulometría se reflejaba en los requisitos de la norma BS 882:1992.

Esto no significa que "cualquier granulometría lo hara", más bien, dado que la granulometría es sólo una característica puede ser aceptable pero se requiere una solución de múltiples ensayos.

Específicamente, la norma BS 882:1992 requiere que cualquier agregado fino satisfaga todos los límites de granulometría totales de la tabla 3.22 y también uno de los tres límites adicionales de granulometría de la misma tabla, pero una en diez muestras consecutivas puede estar fuera de los límites adicionales. Los límites adicionales son, en efecto, una granulometría gruesa, una mediana y una fina.

Tabla 3.22 Requisitos de granulometría para agregado fino de las normas BS y ASTM

Tamaño		Porcentaje por masa que pasa los tamices				
BS	ASTM No.	BS 882:1992				ASTM C 33-93
		Granulometría total	Granulometría gruesa	Granulometría media	Granulometría fina	
10.0 mm	3/8"	100				100
5.0 mm	3/16"	89-100				95-100
2.36 mm	8	60-100	60-100	65-100	80-100	80-100
1.18 mm	16	30-100	30-90	45-100	70-100	50-85
600 µm	30	15-100	15-54	25-80	55-100	25-60
300 µm	50	5-70	5-40	5-48	5-70	10-30
150 µm	100	0-15*				2-10

Los requisitos de la norma BS 882:1992 pueden ser inapropiados para algún concreto prefabricado y no se deberán aplicar en tales casos.

Para comparación, los requisitos de la norma ASTM C 33-93 están, en parte, incluidos en la tabla 3.22. La norma ASTM C 33-93 también requiere que el agregado fino tenga un módulo de finura entre 2.3 y 3.1. Los requisitos del U. S. Bureau of Reclamation ^{3.74} están dados en la tabla 3.23. Se puede observar que, en el caso de concreto con inclusión de aire, las cantidades más bajas de las partículas más finas son aceptables, actuando el aire incluido efectivamente como agregado finísimo. La norma ASTM C 33-93 también permite porcentajes reducidos que pasan tamices de 300 y 150 µm (Nos. 50 y 100 de ASTM) cuando el contenido de cemento es mayor de 297 kg/m³ o si se utiliza inclusión de aire con al menos 237 kg de cemento por metro cúbico de concreto.

El agregado fino que satisface cualquiera de los límites adicionales de la norma BS 882:1992 puede emplearse generalmente en el concreto, aunque en algunas circunstancias la conveniencia de un agregado fino dado puede depender de la granulometría y de la forma del agregado grueso.

El agregado fino triturado tiende a tener diferente granulometría de la mayor parte de arenas naturales. Específicamente, hay menos material entre tamaños de tamices de 600 y 300 µm (Nos. 30 y 50), acoplados con material más grande que el tamaño de tamiz de 1.18 mm (Núm. 16) y también material mucho más fino, más pequeño que el tamaño del tamiz de 150 o 75 µm (núm. 100 ó Núm. 200). La mayor parte de las especificaciones aceptan la última característica y permiten un contenido más alto de partículas muy finas en el agregado fino triturado. Es importante asegurar que este material muy fino no incluya arcilla ó limo.

Se ha demostrado ^{3.71} que al aumentar de 10 a 25 por ciento el contenido de partículas menores de 150 µm (núm. 100) en el agregado fino de roca triturada de 10 a 25 por ciento

resulta sólo en una pequeña disminución en la resistencia a la compresión del concreto, típicamente en 10 por ciento.

Al considerar los efectos de una cantidad grande de material muy fino en el agregado, es esencial observar que, cuando el material es bien redondeado y liso, la trabajabilidad se mejora, y esto es ventajoso en función de demanda de agua. Las arenas finas de dunas tienen tales características. ^{3.38}

En términos generales, la relación agregado grueso respecto a fino deberá ser tanto más alta cuanto más fina sea la granulometría del agregado fino. Cuando se ha agregado grueso de roca triturada, se requiere una proporción ligeramente más alta de agregado fino que con agregado de grava para igualar el abatimiento de trabajabilidad por la forma aguda y angular de las partículas trituradas.

Los requisitos de la norma BS 882:1992 para la granulometría de agregado grueso se producen en la tabla 3.24, se dan valores tanto para agregado con graduación como para fracciones nominales de un tamaño. Para comparación, algunos de los límites de la norma ASTM C 33-93 se dan en la tabla 3.25.

Los verdaderos requisitos de granulometría dependen, hasta cierto grado, de las características de forma y de superfi-

Tabla 3.23 Requisitos de granulometría para agregado fino del U. S. Bureau of Reclamation ^{3.74}

Tamaño de tamiz		Porcentaje individual por masa retenida
BS	ASTM No.	
4.75 mm	4	0-5
2.36 mm	8	5- 15
1.18 mm	16	10- 25
600 µm	30	10-30
300 µm	50	15-35
150 µm	100	12-20
< 150 µm	< 100	3-7

Tabla 3.24 Requisitos de granulometría para agregado grueso de acuerdo con la norma BS 882:1992

Tamaño de tamiz		Porcentaje por masa que pasa los tamices de la norma BS						
		Tamaño nominal de agregado con gradación			Tamaño nominal de agregado de un solo tamaño			
		40 a 50 mm	20 a 5 mm	14 a 5 mm	40 mm	20 mm	14 mm	10mm
mm	pulg.	1½" a ¾"	¾" a ¾"	½" a ¾"	1½"	¾"	½"	¾"
50.0	2	100	—	—	100	—	—	—
37.5	1½	90-100	100	—	85-100	100	—	—
20.0	¾	35-70	90-100	100	0-25	85-100	100	—
14.0	½	25-55	40-80	90-100	—	0-70	85-100	100
10.0	⅜	10-40	30-60	50-85	0-5	0-25	0-50	85-100
5.0	⅜	0-5	0-10	0-10	—	0-5	0-10	0-25
2.36	No. 8	—	—	—	—	—	—	0-5

cie de las partículas. Por ejemplo, las partículas agudas y angulares con superficies ásperas deberán tener una granulometría ligeramente más fina para poder reducir la posibilidad de empacado y para compensar la alta fricción entre partículas. La granulometría real del agregado triturado es afectada por el tipo de fábrica de trituración empleada. Una trituradora de rodillos usualmente produce más pocos finos que otros tipos de trituradoras, pero la granulometría también depende de la cantidad de material alimentado dentro de la trituradora.

Los límites de granulometría para agregado sin tamizar prescritos por la norma BS 882:1992 se reproducen en la tabla 3.26. Se deberá recordar que este tipo de agregado no se emplea, excepto para obras pequeñas y sin importancia porque es difícil evitar la segregación.

Sobretamaño y sub tamaño

No es posible la adherencia estricta a límites de tamaño de agregado: la rotura durante el manejo producirá material de sub tamaño, y el desgaste de cribas de la cantera o en la trituradora dará por resultado que estén presentes partículas de sobretamaño.

En los Estados Unidos, es usual especificar tamaños de cribas de sobretamaño y de sub tamaño como 7/6 y 5/6, respectivamente del tamaño nominal del tamiz.^{3,74} Los valores reales se dan en la tabla 3.27. Por lo regular, la cantidad de agregado menor que el sub tamaño y mayor que el sobretamaño está severamente limitada.

Los requisitos para granulometría de la norma BS 882:1992 permiten algo de sub tamaño y de sobretamaño para agregado grueso. Los valores, dados en la tabla 3.24, muestran que

Tabla 3.25 Requisitos de granulometría para agregado sin tamizar de acuerdo con la norma ASTM C 33-93

Tamaño de tamiz		Porcentaje por masa que pasa tamices				
		Tamaño nominal de agregado con gradación			Tamaño nominal de agregado de un solo tamaño	
		37.5 a 4.75 mm	19.0 a 4.75 mm	12.5 a 4.75 mm	63 mm	37.5 mm
mm	pulg.	1½" a ¾"	¾" a ¾"	½" a ¾"	2½"	1½"
75.0	3	—	—	—	100	—
63.0	2½	—	—	—	90-100	—
50.0	2	100	—	—	35-70	100
38.1	1½	95-100	—	—	0-15	90-100
25.0	1	—	100	—	—	20-55
19.0	¾	35-70	90-100	100	0-5	0-15
12.5	½	—	—	90-100	—	—
9.5	⅜	10-30	20-55	40-70	—	0-5
4.75	⅜	0-5	0-10	0-15	—	—
2.36	No. 8	—	0-5	0-5	—	—

Tabla 3.26 Requisitos de granulometría para agregado sin tamizar de acuerdo con la norma BS 882:1992

Tamaño de tamiz		Porcentaje por masa que pasa tamices		
		40 mm (1½") tamaño nominal	20 mm (¾") tamaño nominal	10 mm (⅜") tamaño nominal
50.0 mm	2	100	—	—
37.5 mm	1½	95-100	100	—
20.0 mm	¾	45-80	95-100	—
14.0 mm	½	—	—	100
10.0 mm	⅜	—	—	95-100
5.0 mm	⅜	25-50	35-55	30-65
2.36 mm	No. 8	—	—	20-50
1.18 mm	No. 16	—	—	15-40
600 µm	No. 30	8-30	10-35	10-30
300 µm	No. 50	—	—	5-15
150 µm	No. 100	0-8*	0-8*	0-8*

* aumentado hasta 10 por ciento para agregado fino de roca triturada.

se permite sobretamaño de 5 y de 10 por ciento. Sin embargo, ningún agregado debe ser retenido en un tamiz de un tamaño más grande (en la serie normada) que el tamaño máximo nominal. En el caso de agregado de un solo tamaño, se permite también algo de subtamaño, y la cantidad que pasa el más pequeño tamiz siguiente que el tamaño nominal está prescrito también. Es importante que esta fracción fina de agregado grueso no se desprecie en el cálculo de la granulometría real.

Para agregado fino, la norma BS 882:1992 permite 11 por ciento de sobretamaño (véase la tabla 3.22)

Agregado escalonado

Como se mencionó, las partículas de agregado de un tamaño dado se empaquetan para formar huecos que pueden ser ocupados sólo si el tamaño menor siguiente de partículas es suficientemente pequeño, o sea, no hay interferencia alguna de partículas. Esto significa que debe haber una diferencia mínima entre los tamaños de fracciones de partículas adyacentes cualesquiera. En otras palabras, los tamaños que difieren pero poco no se pueden usar en vecindad, y esto ha conducido a la defensa del agregado escalonado.

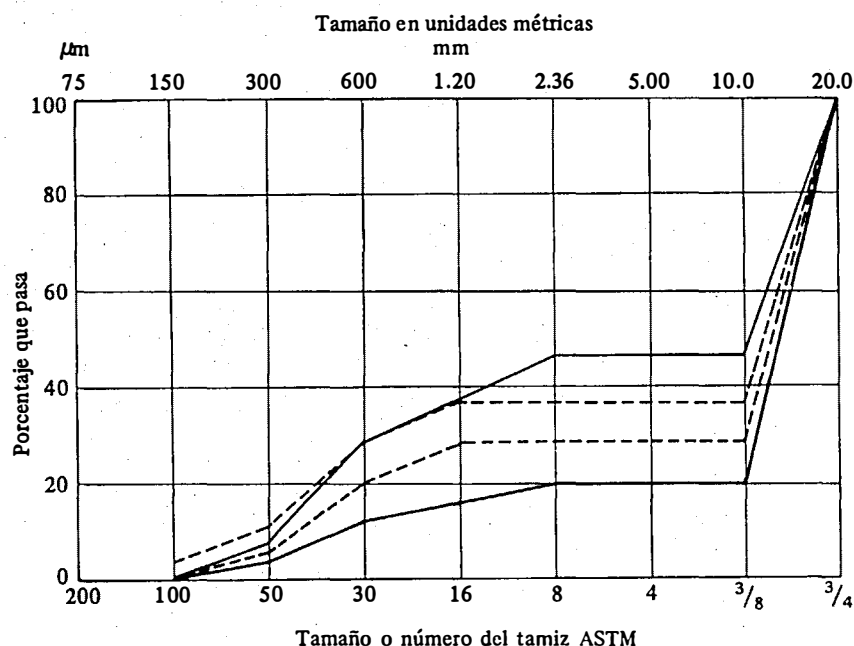


Figura 3.19 Granulometrías escalonadas típicas.

Tabla 3.27 tamaños de cribas con sobretamaño y sub-tamaño del U. S. Bureau of Reclamation ^{3.74}

Fracción de tamaño nominal		Criba de prueba para:			
		Sobretamaño		Subtamaño	
mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.
4.76-9.52	$\frac{1}{16}$ - $\frac{1}{8}$	4.00	No. 5*	11.2	$\frac{1}{16}$
9.52-19.0	$\frac{1}{8}$ - $\frac{1}{4}$	8.0	$\frac{1}{8}$	22.4	$\frac{1}{4}$
19.0-38.1	$\frac{1}{4}$ - $1\frac{1}{2}$	16.0	$\frac{3}{8}$	45	$1\frac{1}{4}$
38.1-76.2	$1\frac{1}{2}$ - 3	31.5	$1\frac{1}{4}$	90	$3\frac{1}{2}$
76.2-152.4	3-6	63	$2\frac{1}{2}$	178	7

* Tamaño de ASTM

La granulometría escalonada se puede entonces definir como una granulometría en la cual se omiten una o más fracciones de tamaño intermedio. El término con granulometría continua se utiliza para describir granulometría convencional cuando es necesario distinguirla de granulometría escalonada. En una curva de granulometría, la granulometría escalonada se representa con una línea horizontal sobre de la serie de tamaños omitidos. Por ejemplo, la curva de granulometría de la parte superior de la figura 3.19 muestra que no están presentes ningunas partículas de tamaño entre tamiz de 10.0 y 2.36 mm ($3/8$ pulg. y Núm. 8 de ASTM). En algunos casos se considera conveniente un vacío entre los tamices de 10.0 y 1.18 mm ($3/8$ pulg. y Núm.

16 de ASTM). La omisión de estos tamaños reduciría el número de pilas de almacenamiento de agregado requeridos y elevaría la economía. En el caso de agregado de 20.0 mm ($3/4$ pulg.) en tamaño máximo, habría sólo dos pilas de almacenamiento 20.0 a 10.0 mm ($3/4$ a $3/8$ pulg.), y agregado fino tamizado a través del tamiz de 1.18 mm (Núm. 16 de ASTM). Las partículas menores de 1.18 mm (Núm. 16 de ASTM) de tamaño de tamiz podrían fácilmente entrar en los huecos del agregado de modo que la trabajabilidad de la mezcla sería más alta que aquella de una mezcla con granulometría continua con el mismo contenido de agregado fino.

Las pruebas de Shacklook ^{3.26} han mostrado que, para una relación dada agregado/cemento y una relación dada agua/cemento, se obtiene una trabajabilidad superior, con un contenido menor de agregado fino en el caso de agregado escalonado que cuando se usa agregado con granulometría continua. Sin embargo, en la serie más trabajable de mezclas, el agregado escalonado mostró una mayor exposición a segregación. Por esta razón, la granulometría escalonada se recomienda principalmente para mezclas de trabajabilidad relativamente baja; tales mezclas responden bien a la vibración. El buen control y, sobre todo, el buen cuidado en el manejo, a manera de evitar segregación, son esenciales.

Se puede observar que, aún cuando se usen algunos agregados "ordinarios" que se halla en muchos países, significa

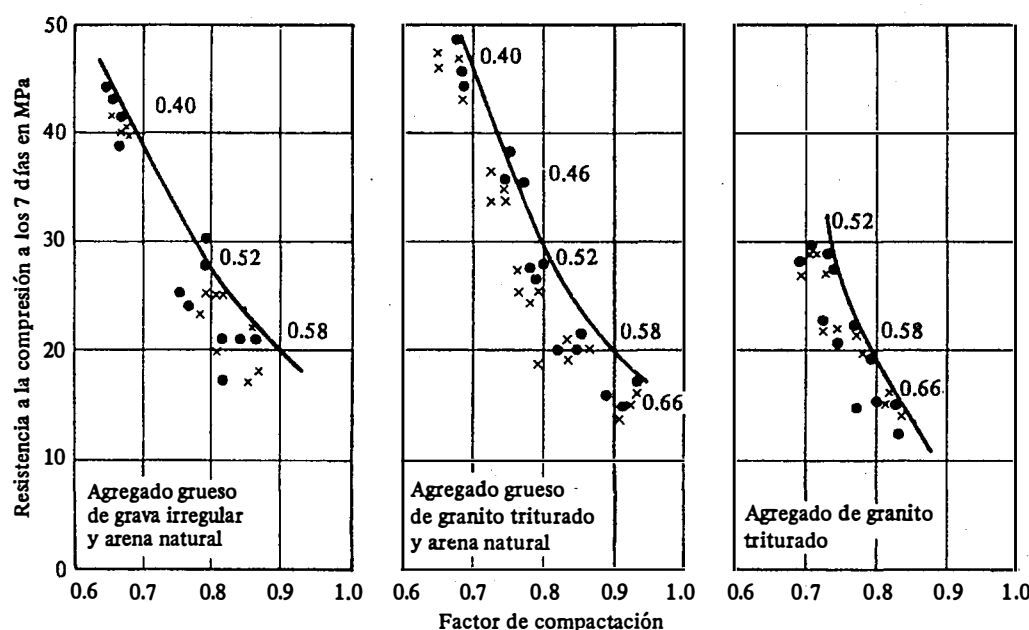


Figura 3.20 Trabajabilidad y resistencia de concreto 1:6 a base de agregado con granulometría escalonada y continua. cada grupo de puntos representa mezclas con la relación agua/cemento indicada pero con distintos contenidos de arena.

que hay una deficiencia de partículas entre los tamaños de tamices de 5.00 mm y 2.36 ó 1.18 mm (3/16 pulg. y Núm. 8 ó Núm. 16 de ASTM). Así, siempre que usemos tal arena sin combinarla con arena más gruesa, estamos, de hecho, usando un agregado escalonado.

El concreto con agregado escalonado es difícil de bombear a causa del peligro de segregación, y no es conveniente para pavimentación con cimbra deslizante. De otra manera, el agregado escalonado se puede usar en cualquier concreto, pero hay dos casos de interés; concreto de agregado precolocado (véase la página 155) y el concreto de agregado expuesto; en el último, se obtiene un acabado placentero porque una gran cantidad de sólo un tamaño de agregado queda expuesto después de un tratamiento.

Ocasionalmente, se han hecho varias declaraciones de propiedades superiores para concreto hecho con agregado escalonado, pero estos no parecen haber sido confirmadas. La resistencia, tanto de compresión como de tensión no parecen ser afectadas. Del mismo modo, al figura 3.20, que muestra los resultados de McIntosh^{3.27}, confirma que, usando materiales dados con una relación fija de agregado/cemento (pero ajustando el contenido de agregado fino), se obtienen aproximadamente la misma trabajabilidad y resistencia con granulometrías escalonadas y continuas. Brodda y Weber^{3.72} informaron de una ligera influencia negativa del agregado escalonado en resistencia.

En forma similar, no hay diferencia en contracción del concreto hecho con agregado de cualquier tipo de granulometría,^{3.26} aunque podría esperarse un arreglo de partículas gruesas casi tocándose unas con otras daría por resultado un cambio total menor de dimensiones al secarse. La resistencia del concreto a congelación y descongelación es inferior cuando se utiliza agregado escalonado.^{3.26}

Parece, por tanto, que las declaraciones un poco extravagantes hechas por defensores de la granulometría escalonada no resultaron ciertas. La explicación se halla probablemente en el hecho de que, mientras la granulometría escalonada hace lo posible para que ocurra el empaquetamiento máximo de partículas, no hay manera para asegurar que eso ocurrirá. Tanto el agregado escalonado como el agregado con granulometría continua se puede usar para hacer buen concreto, pero en cada caso se ha de escoger el porcentaje correcto de agregado fino. Así, otra vez más, se puede ver que no deberemos buscar alguna granulometría ideal sino a hallar la mejor combinación con los agregados disponibles.

Tamaño máximo de agregado

Se ha mencionado que cuanto más grande es la partícula de agregado tanto menor es el área superficial para ser humedecida por masa unitaria. Así al extender la granulometría del agregado a un tamaño máximo mayor se disminuye la cantidad de agua de la mezcla, de manera que, para una trabajabilidad y un contenido de cemento especificados, la relación agua/cemento se puede disminuir con un aumento consiguiente de resistencia.

Este comportamiento se ha verificado en prueba con agregados de tamaño máximo hasta de 38.1 mm (1 ½ pulg.), 3.28 y usualmente se supone además que se extiende hasta tamaños más grandes. Los resultados experimentales, sin embargo, demuestran que arriba de 38.1 mm (1 ½ pulg.) en tamaño máximo la ganancia en resistencia por causa de la reducción de la cantidad de agua se compensa con los efectos perjudiciales de área inferior de adherencia (de manera que los cambios de volumen de la pasta causan esfuerzos mayores en los puntos de contacto) y de discontinuidades introducidas por las partículas muy grandes, particularmente en mezclas ricas. El concreto se vuelve aproximadamente heterogeneo y el abatimiento resultante de resistencia puede posiblemente ser similar al causado por una elevación en el tamaño de cristales y de aspereza de textura en las rocas.

Este efecto adverso del aumento en el tamaño de las partículas más grandes de la mezcla existe, de hecho, a través de

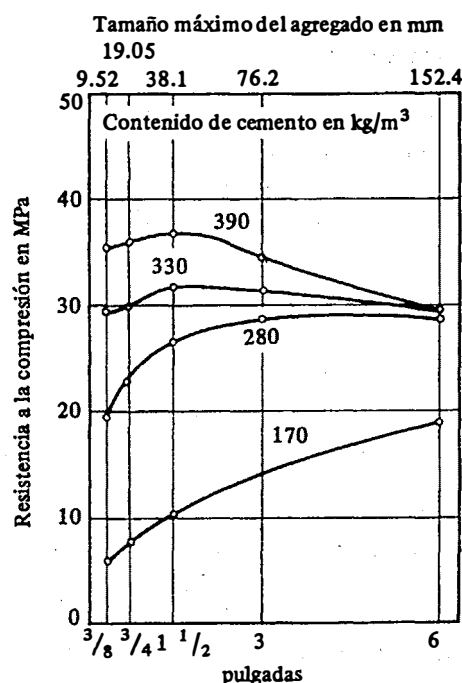


Figura 3.21 Influencia del tamiz en la resistencia a 28 días de concretos de diferentes contenidos de cemento.

toda la serie de tamaños, pero tamices menores de 38.1 mm (1 ½ pulg.) el efecto del tamaño en la disminución de la cantidad de agua es dominante. Para tamaños mayores, el equilibrio de los efectos depende de la riqueza de la mezcla,^{3.42}^{3.51} como se muestra en la figura 3.21. Nichols^{3.89} confirmó que, para cualquier resistencia dada del concreto, o sea, para una relación agua/cemento dada, hay un tamaño óptimo máximo de agregado.

Así, el tamaño máximo de agregado desde el punto de vista de resistencia es una función de la riqueza de la mezcla. Específicamente, en concreto pobre (165 kg de cemento por metro cúbico) el uso de agregado de 150 mm (6 pulg.) es ventajoso. Sin embargo, en concreto estructural de proporciones usuales, desde el punto de vista de resistencia, no hay ventaja en usar agregado con un tamaño máximo mayor que 25 o 40 mm (1 ó 1 ½ pulg.) Además, el uso de agregado más grande requeriría el manejo de distintas pilas separadas y podría aumentar el riesgo de segregación, especialmente cuando el tamaño máximo es de 150 mm (6 pulg.). No obstante, una decisión práctica estaría influenciada por la disponibilidad y el costo de diferentes fracciones de tamaño. La elección del tamaño de agregado en el concreto de alto comportamiento se analiza en la página 473.

Hay por supuesto, también limitaciones estructurales el tamaño máximo de agregado no deberá ser más de ½ a ¼ del espesor de la sección de concreto y se relaciona también con el espaciamiento del refuerzo. Los factores que rigen están prescritos en los reglamentos de la práctica.

Uso de “mampuestos”

La idea original de usar el agregado como un relleno inerte se puede extender a la inclusión de piedras grandes en un concreto normal; así el rendimiento aparente del concreto se aumenta para una cantidad dada de cemento. El concreto resultante es llamado algunas veces concreto ciclópeo.

Estas piedras grandes se llaman “mampuestos” y, usadas en una masa grande de concreto, pueden ser tan grandes como un cubo de 300 mm pero no deberán ser más grandes que un tercio de la dimensión menor que se va a llenar de concreto. El volumen de mampuestos no deberá exceder del 20 al 30 por ciento del volumen total del concreto terminado y ellos habrán de estar bien dispersos a través de toda la masa. Esto se realiza con colocar una capa de concreto normal, luego extendiendo los mampuestos, seguido por otra capa de concreto, y así sucesivamente. Cada capa deberá ser de espesor suficiente para asegurar al menos 100 mm de espesor de concreto alrededor de cada mampuesto. Se debe tener cuidado de asegurar que no quede aire atrapado debajo de las piedras y de que el concreto no se mueva debajo

de la piedra. Los mampuestos no deberán tener algún recubrimiento adherido. De otra manera, las discontinuidades entre los mampuestos y el concreto pueden incluir el agrietamiento y afectar adversamente la permeabilidad.

La colocación de mampuestos requiere una gran cantidad de mano de obra y rompe también la continuidad de colado. No es sorprendente, por tanto, que con la relación actual alta del costo de mano de obra respecto del costo de cemento, el uso de los mampuestos no es económico excepto según circunstancias especiales.

Manejo de agregado

El manejo y el almacenamiento de agregado grueso puede fácilmente conducir a segregación. Esto es particularmente así cuando al descargar y volcar se permite al agregado rodar para abajo en una pendiente. Un caso natural de tal segregación es el talud de tierra: el tamaño de partículas está uniformemente escalonado desde el más grande en el fondo hasta el más pequeño en la cima.

Una descripción de las precauciones necesarias en operaciones de manejo está fuera del alcance de este libro, pero se deberá mencionar una recomendación vital: el agregado grueso se deberá partir en fracciones de tamaño 5 a 10, 10 a 20, 20 a 40 mm (ó 3/16 a 3/8, 3/8 a ¾, ¾ a 1 ½ pulg.), etc. Estas fracciones se deberán manejar y apilar separadamente y volverse a mezclar sólo al ser alimentadas dentro de la mezcladora de concreto en las proporciones deseadas. Así, la segregación sólo puede ocurrir dentro de la serie estrecha de tamaño de cada fracción, y aun esto se puede reducir por procedimientos cuidadosos de manejo.

Es necesario el cuidado para evitar rotura del agregado: las partículas de agregado mayores de 40 mm (ó 1 1/8 pulg.) se deberán bajar en las tolvas dentro de los silos por medio de rampas para rocas y no dejadas caer desde una altura. En las obras grandes e importantes, los resultados de segregación y rotura en el manejo (esto es, exceso de partículas de sub-tamaño se elimina con “recribado final” inmediatamente antes de la alimentación dentro de las tolvas de mezclado arriba de la mezcladora. Las proporciones de tamaños diferentes se controlan así mucho más efectivamente pero la complejidad y el costo de las operaciones se aumentan en forma correspondiente. Sin embargo, esto se vuelve a recuperar con la colocación más fácil de concreto uniformemente trabajable y por un posible ahorro en cemento a causa de la uniformidad del concreto.

El manejo inapropiado de agregado puede dar por resultado la contaminación con otros agregados o por material perjudicial: se observó en una ocasión que el agregado se estaba

transportando en sacos que habían contenido azúcar previamente (véase la página 172).

Agregados especiales

Este capítulo se ha dedicado solamente al agregado natural de peso normal; los agregados de peso ligero se estudian en el capítulo 13. Sin embargo hay en existencia también otros agregados de peso normal, casi así, que son de origen artificial. Las razones para su advenimiento en la escena del concreto son como la siguientes:

Las consideraciones ambientales están afectando en forma creciente al abastecimiento de agregado. Hay fuertes objeciones a la abertura de pozos así como de canteras. Al mismo tiempo, existen problemas con la eliminación de desperdicios por demolición de construcciones y con la descarga de desperdicio doméstico. Estos dos tipos de desperdicio se pueden sujetar a proceso y convertirlos en agregado para uso en el concreto, y esto se está haciendo en forma creciente en muchos países, por ejemplo, en los países bajos.

El tratamiento necesario del desperdicio no es simple, y el uso del agregado hecho a partir del desperdicio requiere conocimiento de especialistas, ya que ninguno de los materiales ha llegado a estar sujeto a normalización. En particular el escombros de edificaciones contiene cantidades perjudiciales de ladrillo, vidrio, yeso o cloruros.^{3.31, 3.36} El procesamiento de desperdicio de demoliciones para convertirlo en agregado satisfactorio y libre de contaminantes está todavía desarrollándose. Sin embargo, no hay duda de que el uso de agregado reciclado se volverá importante en el futuro. Las normas europeas sobre agregado reciclado se espera que se publiquen antes del final del siglo veinte. Entre tanto, este tema especializado se está desarrollando con conferencias internacionales.^{3.35}

En lo que corresponde al desecho doméstico, la ceniza de incineradores, después de la remoción de metales ferrosos y no ferrosos, se puede moler hasta hacerla un polvo fino, combinada con arcilla, convertida en pastillas y quemada en un horno para producir agregado artificial. El material es capaz de producir concreto con resistencias a la compresión tan altas como 50 MPa. Claramente, habrá problemas con las variaciones en la composición de la ceniza original, y con las características de durabilidad de largo plazo del material procesado que todavía tienen que determinarse, aunque los resultados hasta la fecha se vean prometedores.

Tales temas están fuera del alcance de este libro, pero los lectores deberán darse cuenta de las posibilidades nuevas y

crecientes de usar como agregado al desperdicio sujeto a procesos.

Referencias

- 3.1 F. A. Shergol, "The percentage voids in compacted gravel as a measure of its angularity", *Mag. Concr. Res.*, 5, núm. 13, 1953, 3-10.
- 3.2 P. J. F. Wright, "A method of measuring the surface texture of aggregate", *Mag. Concr. Res.*, 5, núm. 2, 1955, pp. 151-60.
- 3.3 M. F. Kaplan, "Flexural and compressive strength of concrete as affected by the properties of coarse aggregates", *J. Amer. Concr. Inst.*, 55, 1959, 1193-208.
- 3.4 M. F. Kaplan, "The effects of the properties of coarse aggregates on the workability of concrete", *Mag. Concr. Res.*, 10, núm. 29, 1958, pp. 63-74.
- 3.5 S. Walker and D. L. Bloem, "Studies of flexural strength of concrete, Part 1: Effects of different gravels and cement", *Nat. Ready-mixed Concr. Assoc. Joint Research Laboratory Publ.*, núm 3, Washington DC, julio 1956.
- 3.6 D. O. Woolf, "Toughness, hardness, abrasion, strength, and elastic properties", *ASTM Sp. Tech. Publ.*, núm 169, 1956, pp. 314-24.
- 3.7 Road Research Laboratory, "Roadstone test data presented in tabular form, DSIR" Road Note núm. 24, London, HMSO, 1959.
- 3.8 K. Newman, "The effect of water absorption by aggregates on the water-cement ratio of concrete", *Mag. Concr. Res.*, 11, núm. 33, 1959, pp. 135-42.
- 3.9 J. D. McIntosh, "The siphon-can test for measuring the moisture content of aggregates", *Cement Concr. Assoc. Tech. Rep. TRA/198*, London, julio 1955.
- 3.10 R. H. H. Kirkham, "A buoyancy meter for rapidly estimating the moisture content of concrete aggregates", *Civil Engineering*, 50, núm. 591, London 1955, pp. 979-80.
- 3.11 National Ready-mixed Concrete Association, *Technical Information Letter*, núm. 141, Washington DC, 15 septiembre, 1959.
- 3.12 H. G. Midgley, "The staining of concrete by pyrite", *Mag. Concr. Res.*, 10, núm. 29, 1958, pp. 75-78.
- 3.13 S. Brunauer, P. H. Emmet and E. Teller, "Adsorption of gases in multimolecular layers", *J. Amer. Chem. Soc.*, 60, 1938, pp. 309-18.
- 3.14 G. J. Verbeck and W. E. Hass, "Dilatometer method for determination of thermal coefficient of expansion of fine and coarse aggregate", *Proc. Highw. Res. Bd.*, 30, 1951, pp. 187-93.
- 3.15 B. W. Shacklock and W. R. Walker, "The specific surface of concrete aggregates and its relation to the workability of concrete", *Cement Concr. Assoc. Res. Rep. núm. 4*, London, julio, 1958.

- 3.16 S. Walker, D. L. Bloem and R. D. Gaynor, "Relationship of concrete strength to maximum size of aggregate", *Proc. Highw. Res. Bd.* 38, Washington DC, 1959, pp. 367-79.
- 3.17 A. G. Loudon, "The computation of permeability from simple soil tests", *Géotechnique*, 3, núm. 4, diciembre, 1952, pp. 165-83.
- 3.18 W. H. Glanville, A. R. Collins and D. D. Matthews, "The grading of aggregates and workability of concrete", *Road Research Tech. Paper* núm. 5, HMSO, London, 1947.
- 3.19 L. J. Murdock, "The workability of concrete", *Mag. Concr. Res.*, 12, núm. 36, 1960, pp. 135-44.
- 3.20 N. Davey, "Concrete mixes for various building purposes", *Proc. of a Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete, Cement and Concrete Assoc.*, London, 1954, pp. 28-41.
- 3.21 A. J. Newman and D. C. Teychenne, "A classification of natural sands and its use in concrete mix design", *Proc. of a Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete, Cement and Concrete Assoc.*, London, 1954, pp. 175-93.
- 3.22 B. W. Shacklock, "Discussion on reference 3.21", pp. 199-200.
- 3.23 Road Research Laboratory, "Design of concrete mixes", *DSIR Road Note* núm. 4, HMSO, London, 1950.
- 3.24 J. D. McIntosh and H. C. Erntroy, "The workability of concrete mixes with 3/8 in. aggregates", *Cement Concr. Assoc. Res. Rep.* núm. 2, London, 1955.
- 3.25 J. D. McIntosh, "The use in mass concrete of aggregate of large maximum size", *Civil Engineering*, 52, núm. 615, London, septiembre 1957, pp. 1011-15.
- 3.26 B. W. Shacklock, "Comparison of gap- and continuously graded concrete mixes", *Cement Concr. Assoc. Tech. Rep. TRA/240*, London, septiembre 1959.
- 3.27 J. D. McIntosh, "The selection of natural aggregates for various types of concrete work", *Reinf. Concr. Rev.*, 4, núm. 5, London, 1957, pp. 281-305.
- 3.28 D. L. Bloem, "Effect of maximum size of aggregate on strength of concrete", *National Sand and Gravel Assoc. Circular* núm. 74, Washington DC, febrero, 1959.
- 3.29 A. J. Goldbeck, "Needed research", *ASTM Sp. Tech. Publ.* núm. 169, 1956, pp. 26-34.
- 3.30 T. C. Powers and H. H. Steinour, "An interpretation of published researches on the alkali-aggregate reaction", *J. Amer. Concr. Inst.*, 51, febrero, 1955 and *Abril*, 1955, pp. 497-516 and pp. 785-811.
- 3.31 Building Research Establishment, "The Use of recycled aggregates in concrete", *Information paper* 4, Watford, England, Mayo, 1994.
- 3.32 Highway Research Board, "The alkali-aggregate reaction in concrete", *Research Report 18-C*, Washington DC, 1958.
- 3.33 R. C. Mielenz and L. P. Witte, "Tests used by Bureau of reclamation for identifying reactive concrete aggregates", *Proc. ASTM*, 48, 1948, pp. 1071-103.
- 3.34 W. Lerch, "Concrete aggregates - chemical reactions", *ASTM Sp. Tech. Publ.* núm. 169, 1956, pp. 334-45.
- 3.35 E. K. Lauritzen, "Ed., Demolition and reuse of concrete and masonry", *Proc. Third int. RILEM Symp. on Demolition and Reuse of concrete and Masonry*, Odense, Denmark, 534, London, 1994, pp. E & FN Spon.
- 3.36 ACI 221 R-89, "Guide for use of normal weight aggregates in concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, 23 pp. Detroit, Michigan, 1994.
- 3.37 C. E. Wuerpel, "Aggregates for concrete", *National Sand and Gravel Assoc.*, Washington, 1994.
- 3.38 L. Collis and R. A. Fox (Eds), "Aggregates: sand, gravel and crushed rock aggregates for construction purposes", *Engineering Geology Special Publication*, núm. 1, The Geological Society, London, 1985, pp. 220.
- 3.39 R. Rhoades and R. C. Mielenz, "Petrography of concrete aggregates", *J. Amer. Concr. Inst.*, 42, junio, 1946, pp. 581-600.
- 3.40 F. A. Shergold, "A review of available information on the significance of roadstone tests", *Road Research Tech. Paper* núm. 10, HMSO, London, 1948.
- 3.41 B. P. Hughes and B. Bahramian, "A laboratory test for determining the angularity of aggregate", *Mag. Concr. Res.*, 18, núm. 56, 1966, pp. 147-52.
- 3.42 D. L. Bloem and R. D. Gaynor, "Effects of aggregate properties on strength of concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 60, octubre, 1963, pp. 1429-55.
- 3.43 K. M. Alexander, "A study of concrete strength and mode of fracture in terms of matrix, bond and aggregate strengths", *Tewksbury Symp. on Fracture*, University of Melbourne, agosto 1963, 27 pp.
- 3.44 G. P. Chapman and A. R. Roeder, "The effects of sea-shells in concrete aggregates", *Concrete*, 4, núm. 2, London, 1970, pp. 71-9.
- 3.45 J. D. Dewar, "Effect of mica in the fine aggregate on the water requirement and strength of concrete", *Cement Concr. Assoc. Tech. Rep. TRA/370*, London, abril 1963.
- 3.46 H. G. Midgley, "The effect of lead compounds in aggregate upon the setting of Portland cement", *Mag. Concr. Res.*, 22, núm. 70, 1970, pp. 42-4.
- 3.47 W. C. Hansen, "Chemical reactions", *ASTM Sp. Tech. Publ.* núm. 169A, 1966, pp. 487-96.
- 3.48 E. G. Swenson and J. E. Gillott, "Alkali reactivity of dolomitic limestone aggregate", *Mag. Concr. Res.*, 19, núm. 59, 1967, pp. 95-104.

- 3.49 S. Popovics, "The use of the fineness modulus for the grading evaluation of aggregates for concrete", *Mag. Concr. Resp.*, 18, núm. 56, 1966, pp. 131-40.
- 3.50 L. N. Edwards, "Proportioning the materials of mortars and concretes by surface area of aggregates", *Proc. ASTM*, 18, Part II, 1918, pp. 235-302.
- 3.51 E. C. Higginson, G. B. Wallace and E. L. Ore, "Effect of maximum size of aggregate on compressive strength of mass concrete", *Symp. on Mass Concrete*, ACI SP, Detroit, Michigan, 1963, pp. 219-56.
- 3.52 E. Kempster, "Measuring void content: new apparatus for aggregates, sands and fillers", *Current Paper CP 19/69 Building Research Station*, Garston, mayo 1969.
- 3.53 E. T. Czarnecka and J. E. Gillott, "A modified Fourier method of shape and surface area analysis of planar sections of particles", *J. Test. Eval.*, 5, abril 1977, pp. 292-302.
- 3.54 B. Penkala, R. Krzywoblocka-Laurow and J. Piasta, "The behaviour of dolomite and limestone aggregates in Portland cement paste and mortars", *Prace Instytutu Technologii i Organizacji Produkcji Budowlanej*, núm. 2, Warsaw Technical University, 1972, pp. 141-55.
- 3.55 W. H. Harrison, "Synthetic aggregate sources and resources", *Concrete*, 8, núm. 11, London, 1974, pp. 41-6.
- 3.56 P. G. Fookes and L. Collis, "Problems in the Middle East", *Concrete*, 9, núm. 7, London, 1975, pp. 12-17.
- 3.57 P. G. Fookes and L. Collis, "Aggregates and the Middle East", *Concrete*, 9, núm. 11, London, 1975, pp. 14-19.
- 3.58 O. H. Müller, "Some aspects of the effect of micaceous sand on concrete", *Civ. Engr. in S. Africa*, septiembre 1971, pp. 313-15.
- 3.59 M. A. Samarai, "The disintegration of concrete containing sulphate contaminated aggregates", *Mag. Concr. Resp.*, 28, núm. 96, 1976, pp. 130-42.
- 3.60 S. Diamond and N. Thaulow, "A study of expansion due to alkali-silica reaction as conditioned by the grain size of the reactive aggregate", *Cement and Concrete Research*, 4, 1974, pp. 591-607.
- 3.61 W. J. French and A. B. Poole, "Alkali-aggregate reactions and the Middle East", *Concrete*, 10, núm. 1, London 1976, pp. 18-20.
- 3.62 W. J. French and A. B. Poole, "Deleterious reaction between dolomites from Bahrein and cement paste", *Cement and Concrete Research*, 4, núm. 6, 1974, pp. 925-38.
- 3.63 R. D. Gaynor and R. C. Meininger, "Evaluating concrete sands", *Concrete International*, 5, núm. 12, 1984, pp. 53-60.
- 3.64 B. D. Barnes, S. Diamond and W. L. Dolch, "Micromorphology of the interfacial zone around aggregates in Portland cement mortar", *J. Amer. Ceram. Soc.*, 62, núm. 1-2, 1979, 21-4.
- 3.65 M. A. Ozol, "Shape, surface texture, surface area, and coatings", *ASTM Sp. Tech. Publ.* núm. 169B, 1978, pp. 584-628.
- 3.66 S. Diamond, "Mechanisms of alkali-silica reaction", in *Alkali-aggregate Reaction*, *Proc. 8th International Conference*, Kyoto, ICAAR, 1989, pp. 83-94.
- 3.67 P. Soongswang, M. Tia and D. Bloomquist, "Factors affecting the strength and permeability of concrete made with porous limestone", *ACI Material Journal*, 88, núm. 4, 1991, pp. 400-6.
- 3.68 W. B. Ledbetter, "Synthetic aggregates from clay and shale: a recommended criteria for evaluation", *Highw. Res. Record*, núm. 430, 1964, pp. 159-77.
- 3.69 P. G. Fookes and W. A. Revie, "Mica in concrete - a case history from Eastern Nepal", *Concrete*, 16, núm. 3, 1982, pp. 12-16.
- 3.70 H. N. Walker, "Chemical reactions of carbonate aggregates in cement paste", *ASTM Sp. Tech. Publ.* núm. 169B, 1978, pp. 722-43.
- 3.71 D. C. Teychenné, "Concrete made with crushed rock aggregates", *Quarry Management and Products*, 5, mayo 1978, pp. 122-37.
- 3.72 R. Brodda and J. W. Weber, "Leicht - und Normalbetone mit Ausfallkörnung und stetiger Sieblinie", *Beton*, 27, núm. 9, 1977, pp. 340-2.
- 3.73 S. Chatterji, "The role of $\text{Ca}(\text{OH})_2$ in the breakdown of Portland cement concrete due to alkali-silica reaction", *Cement and Concrete Research*, 9, núm. 2, 1979, pp. 185-8.
- 3.74 U.S. "Bureau of Reclamation", *Concrete Manual*, 8th Edn, Denver, 1975.
- 3.75 R. C. Meininger, "Aggregate abrasion resistance, strength, toughness and related properties", *ASTM Sp. Tech. Publ.* núm. 169B, 1978, pp. 657-94.
- 3.76 A. Shayan, "Deterioration of a concrete surface due to the oxidation of pyrite contained in pyritic aggregates", *Cement and Concrete Research*, 18, núm. 5, 1988, pp. 723-30.
- 3.77 B. Mather, "Discussion on use of chert in concrete structures in Jordan by S. S. Qaqish and N. Marar" *ACI Materials Journal*, 87, núm. 1, 1990, p. 80.
- 3.78 Strategic Highway Research Program, *Alkali-silica Reactivity: An Overview of Research*, R. Helmuth et al., SHRP-C342, National Research Council, Washington DC, 1993, 105 pp.
- 3.79 J. Baron and J. -P. Ollivier, Eds, "La Durabilité des Bétons", *Presse Nationale des Ponts et Chaussées*, 1992, 456 pp.
- 3.80 Z. Xu, P. Gu and J. J. Beaudoin, "Application of A.C. impedance techniques in studies of porous cementitious materials", *Cement and Concrete Research*, 23, núm. 4, 1993, pp. 853-62.
- 3.81 R. E. Oberholster, and G. Davies, "An accelerated method for testing the potential alkali reactivity of siliceous aggregates", *Cement and Concrete Research*, 16m núm. 2, 1986, pp. 181-9.

- 3.82 D. W. Hobbs, "Deleterious alkali-silica reactivity in the laboratory and under field conditions", *Mag. Concr. Res.*, 45, núm. 163, 1993, pp. 103-12.
- 3.83 D. W. Hobbs, "Alkali-silica Reaction in Concrete", Thomas Telford, London, 1988, 183 pp.
- 3.84 H. Chen, J. A. Soles and V. M. Malhotra, "CANMET investigations of supplementary cementing materials for reducing alkali-aggregate reactions", *International Workshop on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, Halifax, NS, CANMET, Ottawa, 1990, 20 pp.
- 3.85 A. Kronlöf, "Effect of very fine aggregate", *Materials and Structures*, 27, núm. 165, 1994, pp. 15-25.
- 3.86 DIN 1045, "Concrete and Reinforced Concrete - Design and Construction", Deutsche Normen 1988.
- 3.87 A. Lecomte and A. Thomas, "Caractère fractal des mélanges granulaires pour bétons de haute compacité", *Materials and Structures*, 25, núm. 149, 1992, pp. 255-64.
- 3.88 D. W. Hobbs, "Workability and water demand, in *Special Concretes: Workability and Mixing*", Ed. P. J. M. Bartos, International RILEM Workshop, London, Spon 1994, pp. 55-65.
- 3.89 F. P. Nichols, "Manufactured sand and crushed stone in Portland cement concrete", *Concrete International*, 4, núm. 8, 1982, pp. 56-63.

Capítulo 4

Concreto fresco

Si bien el concreto fresco tiene solamente interés pasajero, deberemos notar que el grado de compactación afecta, y seriamente, la resistencia del concreto de proporciones de mezcla dadas. Por tanto, es vital que la consistencia de la mezcla, sea tal que el concreto se pueda transportar colocar, compactar y acabar con suficiente facilidad y sin segregación. Por eso, este capítulo trata de las propiedades del concreto fresco, lo que es su objetivo.

Antes de considerar el concreto fresco, deberemos observar que los primeros tres capítulos analizaron sólo dos de los tres ingredientes principales del concreto: el cemento y el agregado. El tercer ingrediente esencial es el agua, que se tratará en seguida.

Puede ser necesario agregar, en esta etapa, que muchas, si no la mayor parte, de las mezclas de concreto contienen también aditivos: éstos son el tema del capítulo 5.

Calidad del agua de mezclado

La influencia vital de la cantidad de agua de la mezcla sobre la resistencia del concreto resultante se considerará en el capítulo 6. Sin embargo, la calidad del agua también desempeña un papel importante: las impurezas del agua pueden interferir con el fraguado del cemento, pueden afectar adversamente la resistencia del concreto o causar manchas en su superficie, y también pueden conducir a la corrosión del refuerzo. Por estas razones, se debería tomar en cuenta la conveniencia del agua para mezclado y los propósitos del curado. Se debe distinguir con claridad entre la calidad del agua de mezclado y el ataque al concreto endurecido por aguas agresivas. En verdad, algunas aguas que afectan adversamente al concreto endurecido pueden ser inofensivas o hasta benéficas al emplearlas en el mezclado.^{4.15} La calidad de agua de curado se considera en la página 223.

El agua de mezclado no deberá contener cantidades indeseables de sustancias orgánicas ni constituyentes inorgánicos en proporciones excesivas. No obstante, no existen normas que prescriban explícitamente la calidad del agua de mezclado, en parte porque no se conocen los límites de los constituyentes perjudiciales, pero principalmente por que las restricciones necesarias podrían ser económicamente dañinas.

En muchas especificaciones de proyectos, la calidad del agua está cubierta por una cláusula que dice que el agua deberá ser apropiada para beber. Tal agua muy raramente contiene sólidos inorgánicos disueltos que excedan 2,000 partes por millón (ppm) y, como regla, menos de 1,000 ppm. Para una relación agua/cemento de 0.5, el último contenido corresponde a una cantidad de sólidos que representan 0.05 por ciento de la masa de cemento, y sería pequeño cualquier efecto de los sólidos comunes.

Aunque el empleo de agua potable como agua de mezclado es generalmente satisfactorio, existen ciertas excepciones; por ejemplo, en algunas áreas áridas el agua de beber local es salina y puede contener una cantidad excesiva de cloruros. También ciertas aguas minerales naturales contienen cantidades indeseables de carbonatos y bicarbonatos alcalinos que podrían contribuir a la reacción álcali-sílice.

Inversamente, algunas aguas no aptas para beber pueden muchas veces ser empleadas satisfactoriamente en la fabricación de concreto. Como regla, el agua con pH de 6.0 a 8.0,^{4.33} o posiblemente hasta 9.0, que no tenga sabor salubre es adecuada para usar, pero el color obscuro o el mal olor no necesariamente quiere decir que contendrá sustancias perjudiciales.^{4.16} Una manera simple de determinar la conveniencia de tal agua es comparar el tiempo de fraguado del cemento y la resistencia de cubos de mortero en los que se ha usado el agua dudosa, con los resultados correspondientes obtenidos al utilizar agua "buena" conocida o agua destilada, no hay diferencia apreciable entre el comporta-

miento del agua destilada y el agua de beber común. Una tolerancia de casi 10 por ciento se permite habitualmente para tener en cuenta las variaciones de resistencia imprevistas; ^{4,15} el apéndice en la norma BS 3148:1980 también sugiere 10 por ciento. Tales pruebas se recomiendan cuando el agua para la cual no se dispone de ningún registro de servicio contiene sólidos disueltos que exceden de 2,000 ppm o, en el caso de carbonato o bicarbonato alcalino, que exceden de 1,000 ppm. También es aconsejable una prueba cuando hay presencia de sólidos raros.

El agua de mezclado con un alto contenido de sólidos suspendidos se deberá dejar dentro de un estanque de asentamiento antes del uso, pues es indeseable introducir grandes cantidades de arcilla y limo en el concreto; se ha sugerido un límite en turbidez de 2,000 ppm ^{4,7} Sin embargo, el agua usada para lavar bien las revolvedoras de camión es satisfactoria como agua de mezclado, siempre que, por supuesto, haya sido satisfactoria al inicio. La norma ASTM C 94-94 da los requisitos para el agua de lavado. Por supuesto no deberán incluirse cementos y aditivos diferentes de los usados originalmente. El uso de agua de lavado es un tema importante, pero está fuera del alcance de este libro.

Las aguas naturales que son ligeramente ácidas resultan inofensivas, pero el agua que contiene ácidos de humus u otros ácidos orgánicos puede afectar adversamente al endurecimiento del concreto; tal agua, y también el agua altamente alcalina, se deberán probar. Los efectos de diferentes iones varían como lo ha demostrado Steinoor. ^{4,15}

Puede ser interesante señalar que la presencia de algas en el agua de mezclado da por resultado la inclusión de aire, con una pérdida consecuente de resistencia. ^{4,13} De acuerdo con el apéndice de la norma BS 3148:1980, las algas verdes o pardas que forman lodo se deberán considerar con cautela y habrá que probar el agua que las contiene. La dureza del agua no afecta la eficiencia de los aditivos inclusores de aire.

El agua salobre contiene cloruros y sulfatos. Cuando el cloruro no excede de 500 ppm, o el SO_3 no excede de 1,000 ppm, el agua es inofensiva, pero se ha utilizado satisfactoriamente agua con contenido de sal todavía mayor. ^{4,35} El apéndice en la norma BS 3148:1980 recomienda límites en el cloruro y en el SO_3 , como se mencionó, y también recomienda que los carbonatos y bicarbonatos alcalinos no deberán exceder de 1,000 ppm. En la literatura americana se recomiendan limitaciones algo menos severas. ^{4,33}

El agua de mar tiene una salinidad total de casi 3.5 por ciento (78 por ciento de los sólidos disueltos son NaCl y 15 por ciento de MgCl_2 y MgSO_4 (compárese con la página 359), y produce una resistencia temprana ligeramente más alta,

pero una resistencia inferior a largo plazo; la pérdida de resistencia es usualmente de no más de 15 por ciento ^{4,25} y, por tanto, puede tolerarse. Algunas pruebas sugieren que el agua de mar acelera ligeramente el tiempo de fraguado del cemento, otras ^{4,27} muestran una reducción considerable en el tiempo inicial de fraguado pero no necesariamente en el fraguado final. Generalmente, los efectos en el fraguado no son de importancia si el agua es aceptable por consideraciones de resistencia. El apéndice, en la norma BS 3148:1980 sugiere una tolerancia de 30 minutos en el tiempo inicial de fraguado.

El agua que contiene grandes cantidades de cloruros (por ejemplo, agua de mar) tiende a causar humedad persistente y eflorescencia superficial. Tal agua no se deberá usar, por eso, allí donde importa la apariencia del concreto sin refuerzo, o donde se va a aplicar un acabado de yeso. ^{4,9}

En forma mucho más importante, la presencia de cloruros en el concreto que contiene acero ahogado puede conducir a su corrosión; los límites en el contenido total de iones de cloruro en el concreto se consideran en la página 395.

Con referencia a esto, pero también con respecto a todas las impurezas del agua, es importante recordar que el agua descargada dentro de la mezcladora no es la única fuente de agua de mezclado; el agregado puede contener humedad superficial (véase la página 90). Esta agua puede representar una proporción considerable del agua total de mezclado. Por eso, es importante que el agua que trae el agregado esté también libre de material perjudicial.

Las pruebas en mezclas con una variedad de aguas convenientes para usarse en el concreto no mostraron efecto en la estructura de la pasta de cemento hidratado. ^{4,103}

El estudio precedente trató del concreto estructural usualmente reforzado o presforzado. En circunstancias particulares, por ejemplo, en la construcción de mamparas de concreto sin refuerzo en una mina, se puede utilizar agua altamente contaminada. Al-Manaseer y otros ^{4,102} demostraron que el uso de agua que contenía porcentajes muy elevados de sales de sodio, de potasio, calcio y manganeso para fabricar concreto de cemento portland mezclado con ceniza volante no afectó adversamente la resistencia del concreto.

Sin embargo, no hay ninguna información disponible sobre el comportamiento a largo plazo. También se ha investigado el agua doméstica de desecho tratada biológicamente para uso como agua de mezclado, ^{4,40} pero se requiere mucho más información respecto a la variabilidad de la misma, los peligros para la salud y el comportamiento a largo plazo.

Definición de trabajabilidad

Un concreto que se puede compactar con facilidad se dice que es trabajable, pero decir meramente que la trabajabilidad determina la facilidad de colocación y la resistencia a la segregación es una descripción demasiado vaga de esta propiedad vital del concreto. Además, la trabajabilidad deseada en cualquier caso particular dependería del medio de compactación disponible; igualmente, una trabajabilidad conveniente para concreto masivo no es necesariamente suficiente para secciones delgadas, inaccesibles o altamente reforzadas. Por estas razones, la trabajabilidad se debería definir como una propiedad física del concreto sólo con referencia a las circunstancias de un tipo particular de construcción.

Para obtener tal definición es necesario considerar lo que sucede cuando el concreto se está compactando. Ya sea que la compactación se realice por apisonado o por vibración, el proceso se compone esencialmente de la eliminación del aire atrapado en el concreto hasta alcanzar una configuración tan compactada como sea posible para una mezcla dada. Así, el trabajo hecho se usa para vencer la fricción dentro las partículas individuales del concreto, y también entre el concreto y la superficie del molde o del refuerzo. Estas se pueden llamar fricción interna y fricción superficial respectivamente. Además, algo del trabajo hecho se emplea en vibrar el molde o en sacudirlo y, verdad, en vibrar aquellas partes del concreto que ya se han compactado plenamente. Así el trabajo hecho está formado por un trabajo en parte "perdido" y un trabajo "útil", este último, como ya se mencionó, comprende el trabajo hecho para vencer la fricción interna y la fricción superficial. La trabajabilidad se puede definir mejor como la cantidad de trabajo interno útil necesario para producir compactación total, pues sólo la fricción interna es una propiedad intrínseca de la mezcla. Glanville y otros,^{4.1} desarrollaron esta definición y examinaron en forma exhaustiva el campo de compactación y trabajabilidad. La definición de la norma ASTM C 125-93 de trabajabilidad es algo más cualitativa: "propiedad que determina el esfuerzo requerido para manipular una cantidad de concreto acabado de mezclar con una pérdida mínima de homogeneidad". La definición de trabajabilidad del ACI, dada en ACI 116R-90,^{4.46} es: "aquella propiedad del concreto o mortero acabado de mezclar que determina la facilidad y homogeneidad con las cuales se puede mezclar, colocar, compactar y acabar".

Otro término empleado para describir el estado del concreto fresco es *consistencia*. En el uso común esta palabra se refiere a la firmeza de forma de una sustancia o a la facilidad con la cual fluiría. En el caso del concreto, la consistencia algunas veces se utiliza para significar el grado de humedad;

dentro de ciertos límites, los concretos húmedos son más trabajables que los secos, pero los concretos de la misma consistencia pueden variar en trabajabilidad. La definición de consistencia del ACI es: "la movilidad o capacidad relativa del concreto o mortero acabado de mezclar para fluir"^{4.46} ésta se mide por el revenimiento.

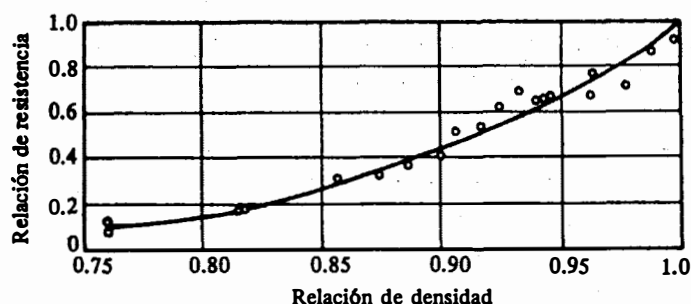
La literatura técnica abunda en variaciones de definiciones de trabajabilidad y de consistencia, pero todas son de naturaleza cualitativa y más reflexiones desde un punto de vista personal, que de la precisión científica. Lo mismo se aplica a la plétora de términos tales como fluidez, movilidad y bombeabilidad. Existe también un término, "estabilidad", que se refiere a la cohesión de la mezcla, esto es, su resistencia a la segregación. Estos términos, sí tienen significado específico, pero sólo por causa de un juego de circunstancias dadas; ellos raramente se pueden usar como una descripción objetiva y cuantificable de una mezcla de concreto. Bartos^{4.56} entre otros, ha presentado una buena revisión de los intentos para definir los diversos términos.

La necesidad de trabajabilidad suficiente

Hasta ahora, la trabajabilidad se ha estudiado meramente como una propiedad del concreto fresco: es también, no obstante, una propiedad vital en lo que corresponde al producto acabado pues el concreto debe tener una trabajabilidad tal que la compactación para alcanzar la densidad máxima sea posible con una cantidad razonable de trabajo o con la cantidad que estemos preparados para poner en determinadas condiciones.

La necesidad de compactación se vuelve aparente a partir de un estudio de la relación entre el grado de compactación y la resistencia resultante. Es conveniente expresar lo primero como una relación de densidades, o sea, una relación de la densidad real del concreto dado respecto de la densidad de la misma mezcla cuando está completamente compactada. Del mismo modo, la relación de la resistencia del concreto como está compactado realmente (parcialmente) respecto de la resistencia de la misma mezcla cuando está compactada plenamente se puede llamar la relación de resistencias. Entonces la correspondencia entre la relación de resistencias y la relación de densidades es como se muestra en la figura. 4.1. La presencia de vacíos en el concreto reduce en forma importante su resistencia: 5 por ciento de vacíos puede bajar la resistencia tanto como 30 por ciento, y aun 2 por ciento de vacíos puede dar por resultado una caída de resistencia de más de 10 por ciento.^{4.1} Esto, naturalmente, está en conformidad con la expresión de Féret que relaciona

Figura 4.1. Correspondencia entre las relaciones de resistencia y densidad ^{4.1} (Derechos reservados para la corona británica)



la resistencia con los volúmenes de agua y aire en la pasta de cemento endurecido (véase la página 185).

Los vacíos en el concreto son, de hecho, o bien burbujas de aire atrapado o espacios dejados después de remover el exceso de agua. El volumen de estos últimos depende principalmente de la relación agua/cemento de la mezcla; hasta un grado menor, puede haber espacios que surgen por agua atrapada debajo de partículas grandes de agregado o debajo del refuerzo. Las burbujas de aire, que representan aire "accidental", es decir, huecos dentro de un material originalmente suelto, son gobernadas por la granulometría de las partículas más finas de la mezcla y son más fácilmente expulsadas de una mezcla húmeda que de una seca. Se sigue, por tanto, que para cualquier método dado de compactación puede haber un contenido óptimo de agua de la mezcla en el cual la suma de los volúmenes de burbujas de aire y de espacio de agua será un mínimo. Con este contenido óptimo de agua, se obtendría la máxima relación de densidades del concreto. Sin embargo, se puede ver que el contenido óptimo de agua puede variar según los diferentes métodos de compactación.

Los factores que afectan a la trabajabilidad

El factor principal es el *contenido* de agua de la mezcla, expresado en kilogramos (o litros) de agua por metro cúbico de concreto: es conveniente (aunque aproximado) suponer que, para un tipo dado de granulometría de agregado y de trabajabilidad del concreto, el contenido de agua sea independiente de la relación de agregado/cemento o del contenido de cemento de la mezcla. Sobre la base de esta suposición, las proporciones de concreto de riqueza diferente se pueden estimar, y la tabla 4.1 da los valores comunes de contenido de agua para revenimientos diferentes y tamaños máximos de agregado. Estos valores sólo son aplicables al concreto sin aire incluido. Con aire incluido, el contenido de agua se puede reducir en concordancia con los datos de la figura. 4.2^{4.2} Esto es sólo indicativo, porque el efecto del aire incluido sobre la trabajabilidad depende de las proporciones de la mezcla, como se describe en detalle en la página 390.

Tabla 4.1 Contenido aproximado de agua para diferentes revenimientos y tamaños máximos de agregado basado parcialmente en la propuesta de la National Aggregates Association de los Estados Unidos.

Tamaño máximo del agregado	Contenido de agua en el concreto					
	Revenimiento de 2.5 a 5 cm		Revenimiento de 7.5 a 10 cm		Revenimiento de 15 a 17.5 cm	
	Agregado redondeado	Agregado angular	Agregado redondeado	Agregado angular	Agregado redondeado	Agregado angular
mm	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
9.5	185	210	200	225	220	250
12.7	175	200	195	215	210	235
19.0	165	190	185	205	200	220
25.4	155	175	175	200	195	210
38.1	150	165	165	185	185	200
50.8	140	160	160	180	170	185
76.2	135	155	155	170	165	180

Si el contenido de agua y las otras proporciones de la mezcla están fijos, la trabajabilidad se rige con el tamaño máximo de agregado, su granulometría, forma y textura. La influencia de estos factores se analizó en el capítulo 3. Sin embargo, la granulometría y la relación agua/cemento se han de considerar juntas, ya que una granulometría que produce el concreto más trabajable para un valor particular de relación agua/cemento puede no ser la mejor para otro valor de la relación. Especialmente, cuanto más alta sea la relación agua/cemento, tanto más fina será la granulometría requerida para la más alta trabajabilidad. En realidad, para un valor dado de la relación agua/cemento, existe un valor de la relación de agregados grueso/fino (usando materiales dados) que da la más alta trabajabilidad.^{4.1} Inversamente, para una trabajabilidad dada, hay un valor de la relación de agregados grueso/fino que necesita el mínimo contenido de agua. La influencia de estos factores se analizó en el capítulo 3.

De cualquier manera, se deberá recordar que, al estudiar granulometrías de agregado requerido para una trabajabilidad satisfactoria, las proporciones por masa se establecen y se aplican para un agregado de peso específico constante. En realidad, la trabajabilidad se rige por las proporciones volumétricas de partículas de tamaño diferente, de manera que, cuando se usen agregados de peso específico variable (por ejemplo, en el caso de algunos agregados de peso ligero o de mezclas de agregados comunes y de peso ligero), las proporciones de la mezcla se deberán estimar sobre la base del volumen absoluto de cada fracción de tamaño. Esto también se aplica en el caso de concreto con aire incluido porque el aire incluido se comporta igual que las partículas finas, sin peso. Un ejemplo de un cálculo sobre la base de

volumen absoluto se da en la página 523. La influencia de las propiedades del agregado en la trabajabilidad decrece con el aumento de riqueza de la mezcla, y desaparece por completo posiblemente cuando la relación de agregado/cemento es tan baja como $2 \frac{1}{2}$ ó 2.

En la práctica, se requiere cuidado para predecir la influencia de las proporciones de la mezcla sobre la trabajabilidad, ya que, de los tres factores, relación agua/cemento, relación agregado/cemento y contenido de agua, solamente dos son independientes. Por ejemplo, si la relación agregado/cemento se reduce, pero la relación agua/cemento se conserva constante, el contenido de agua aumenta y por consiguiente aumenta también la trabajabilidad. Si, por otro lado el contenido de agua se conserva constante cuando se reduce la relación agregado/cemento, entonces disminuye la relación agua/cemento pero no se afecta seriamente a la trabajabilidad.

La última calificación es necesaria a causa de algunos efectos secundarios: una relación inferior agregado/cemento quiere decir un área superficial superior total de sólidos (agregado y cemento) así que la misma cantidad de agua dé por resultado una trabajabilidad algo menor. Esto se podría equilibrar con el uso de una granulometría ligeramente más gruesa del agregado. También hay otros factores menores tales como la finura de cemento, pero su influencia es aún motivo de controversia.

Medición de la trabajabilidad

Desafortunadamente, no hay prueba aceptable que mida la trabajabilidad en forma directa según lo dado en las defini-

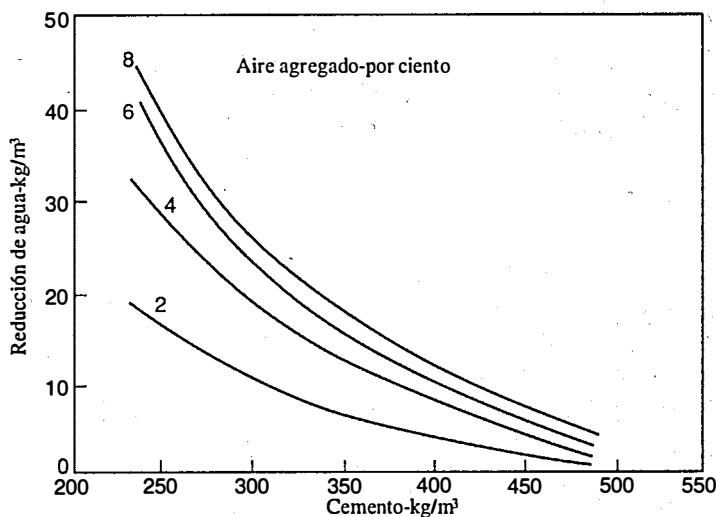


Figura 4.2. Reducción en el requerimiento de agua de mezclado debido a la inclusión de aire^{4.2}

ciones de la página 127. No obstante, se han hecho numerosos intentos, para correlacionar la trabajabilidad con alguna medición física determinable con facilidad, pero ninguna de éstas es plenamente satisfactoria aunque puedan proporcionar información útil dentro de una escala de variación de trabajabilidad.

Prueba de revenimiento

Esta es una prueba usada extensamente en el campo en todo el mundo. La prueba de revenimiento no mide la trabajabilidad, aunque ACI 116 R-90^{4,46} la describe como una medida de consistencia, pero la prueba es muy útil en la revelación de variaciones en la uniformidad de una mezcla de proporciones nominales dadas.

La norma ASTM C 143-90a y la norma BS 1881: Parte 102: 1983 describen la prueba. El molde para la prueba de revenimiento es un cono truncado de 30 cm de alto que se coloca sobre una superficie lisa, con la abertura menor en la parte superior, y se llena con concreto en tres capas. Cada capa se apisona 25 veces con una varilla de acero normal de 15 mm de diámetro, redondeada en el extremo, y la superficie superior se recorta por medio de un movimiento de aserrar y rodar de la varilla de apisonar. El molde se debe sostener firmemente contra su base durante toda la operación: esto se facilita por manijas y apoyos de pies soldados al molde.

Inmediatamente después del llenado, el cono se levanta lentamente, y el concreto sin soporte ahora se va a reventar -de aquí el nombre de la prueba-. La disminución en la altura del concreto revenido se llama revenimiento y se mide hasta los 5 mm más cercanos. La disminución se mide hasta el punto más alto de acuerdo con la norma BS 1881: Parte 102: 1983, pero de acuerdo con la norma ASTM C 143-90^a, hasta el "centro desplazado original". Para reducir la in-

fluencia que sobre el revenimiento tiene la variación en la fricción superficial, el interior del molde y su base se deberán humedecer al comienzo de cada prueba, y, antes de levantar el molde, el área que está inmediatamente alrededor de la base del cono se deberá limpiar del concreto que pueda haber caído accidentalmente.

Si en lugar de reventarse en forma uniforme alrededor del revenimiento verdadero (figura 4.3), la mitad del cono se desliza para abajo en un plano inclinado, se dice que ha ocurrido un revenimiento cortante, y deberá repetirse la prueba. Si el revenimiento cortante persiste, como puede ser el caso con mezclas ásperas, esto indica falta de cohesión de la mezcla.

Las mezclas de consistencia rígida tienen un revenimiento cero; en el rango más bien seco no se descubrirá ninguna variación entre mezclas de trabajabilidad diferente. Las mezclas ricas se comportan satisfactoriamente, siendo su revenimiento sensible a las variaciones de trabajabilidad. Sin embargo, en una mezcla pobre con tendencia a la aspereza, un revenimiento exacto puede cambiarse fácilmente al tipo cortante o hasta desplomarse (figura 4.3); y en muestras diferentes de la misma mezcla pueden obtenerse valores ampliamente diferentes de revenimiento.

En la tabla 4.2 se da la magnitud aproximada del revenimiento para trabajabilidades diferentes (en una forma modificada de las propuestas de Bartos^{4,56}) la tabla 4.3 da la clasificación europea propuesta en la norma ENV 206: 1992. Una razón para la diferencia entre las dos tablas es que la solución europea es medir el revenimiento hasta los 10 mm más cercanos. Sin embargo, se deberá recordar que, con agregados diferentes, especialmente un contenido diferente de agregado fino, se puede registrar el mismo revenimiento para trabajabilidades diferentes, ya que en verdad, el revenimiento no lleva ninguna relación única con la trabajabilidad que se definió antes. Además, el revenimiento no mide la facilidad de compactación del concreto y, como

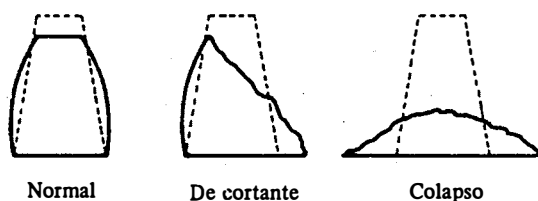


Figura 4.3. Revenimiento: normal, cortante, y colapso

Tabla 4.2 Descripción de trabajabilidad y magnitud de revenimiento

Descripción de trabajabilidad	Revenimiento mm
Sin revenimiento	0
Muy baja	5-10
Baja	15-30
Media	35-75
Alta	80-155
Muy alta	160 hasta colapso

el revenimiento ocurre sólo con el peso propio del concreto de prueba, no refleja el comportamiento en condiciones dinámicas tales como vibración, acabado, bombeo o movimiento a través de un tubo con tolva (tremie). Más bien, el revenimiento refleja la “cedencia” del concreto.^{4,110}

A pesar de estas limitaciones, la prueba de revenimiento es muy útil en la obra como una verificación de la variación de mezcla a mezcla o de hora a hora de los materiales que se están alimentando en la mezcladora. Un aumento en revenimiento puede querer decir, por ejemplo, que el contenido de humedad del agregado ha aumentado en forma no esperada: otra causa sería un cambio en la granulometría del agregado, tal como una deficiencia de arena. Un revenimiento demasiado alto o demasiado bajo da advertencia inmediata y capacita al operador de la mezcladora para remediar la situación. Esta aplicación de la prueba de revenimiento, así como su simplicidad, es la responsable de su uso generalizado.

Una prueba de minirevenimiento se desarrolló con el propósito de evaluar la influencia de varios aditivos y superplastificantes reductores de agua sobre pasta de puro cemento.^{4,105} La prueba puede ser útil para ese propósito específico, pero es importante recordar que otros factores, distintos de las propiedades de la pasta de cemento constituyente también afectan la trabajabilidad del concreto.

Prueba de factor de compactación

No hay ningún método aceptado en forma general para medir directamente la cantidad de trabajo necesario para lograr una compactación completa, la cual es una definición de trabajabilidad.^{4,1} La que es tal vez la mejor prueba actual disponible, emplea la solución inversa: se determina el grado de compactación alcanzado con una cantidad normal de trabajo. El trabajo realizado incluye por fuerza el trabajo hecho contra la fricción superficial, pero esta se reduce al

Tabla 4.3 Clasificación de trabajabilidad y magnitud de revenimiento de acuerdo con la norma europea ENV 206:1992

Clasificación de trabajabilidad	Revenimiento, mm
S1	10-40
S2	50-90
S3	10-150
S4	≥160

mínimo, aunque probablemente la fricción real varía con la trabajabilidad de la mezcla.

El grado de compactación, llamado el factor de compactación, se mide por la relación de densidades, es decir, la relación de densidad lograda realmente en la prueba respecto de la densidad del mismo concreto completamente compactado.

La prueba, que se conoce como prueba de factor de compactación, se describe en la norma BS 1881: Parte 103: 1993 y en el ACI 211.3-75 (Revisado en 1987) (reaprobado en 1992),^{4,70} y es apropiada para concreto con un tamaño máximo de agregado hasta de 40 mm (o 1 ½ pulg.). El aparato está constituido esencialmente por dos tolvas, cada una en forma de cono truncado, y un cilindro, los tres colocados uno arriba del otro. Las tolvas tienen puertas con bisagras en el fondo, como se muestra en la figura 4.4. Todas las superficies interiores están pulidas para reducir la fricción .

La tolva superior se llena de concreto, colocándolo con cuidado, para que en esta etapa no se haga ningún trabajo en el concreto para producir compactación. Después se abre la puerta inferior de la tolva y se deja caer el concreto en la tolva inferior. Ésta es más pequeña que la superior, por lo tanto, se llena hasta derramarse y así siempre contiene aproximadamente la misma cantidad de concreto en estado normal: esto reduce la influencia del factor personal en el llenado de la tolva superior. Entonces se abre la puerta inferior de la tolva inferior y el concreto cae en el cilindro. El exceso de concreto se elimina con dos llanas que se deslizan a través de la parte superior del molde, y se determina la masa neta del concreto en el volumen conocido del cilindro.

Se calcula ahora la densidad del concreto que está dentro del cilindro, y esta densidad dividida entre la densidad del concreto completamente compactado se define como el factor de compactación. La densidad última se puede obtener llenando realmente el cilindro con cuatro capas de concreto, cada una de ellas apisonada o vibrada, o calculada en forma alterna, a partir de los volúmenes absolutos de los in-

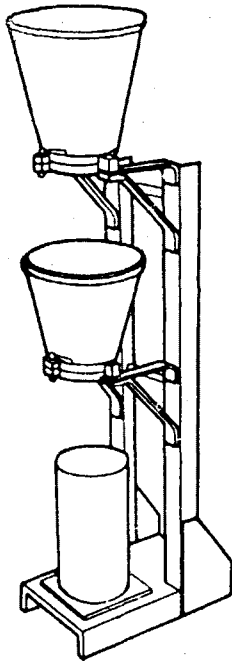


Figura 4.4 Aparato de factor de compactación.

gredientes de la mezcla. El factor de compactación también puede calcularse a partir de la reducción de volumen que ocurre cuando un volumen definido de concreto parcialmente compactado (por pasar a través de las tolvas) es totalmente compactado.

El aparato de factor de compactación que se muestra en la figura 4.4 es de aproximadamente de 1.2 m de altura, y su uso generalmente se limita a la construcción de pavimento y a la manufactura de concreto prefabricado.

La tabla 4.4 presenta una lista de valores del factor de compactación para diferentes trabajabilidades.^{4,3} A diferencia de la prueba de revenimiento, las variaciones en la trabajabilidad del concreto seco se reflejan en un gran cambio en el factor de compactación; es decir, la prueba es más sensible en el extremo de baja trabajabilidad de la escala que a alta trabajabilidad. Sin embargo, las mezclas muy secas tienden a pegarse en una de las tolvas, o en las dos, y se tiene que liberar suavemente el material por medio de una varilla de acero. Más aún, parece que para concreto de muy baja trabajabilidad, la verdadera cantidad de trabajo que se requiere para lograr una compactación total depende de la riqueza de la mezcla, pero no del factor de compactación: las mezclas pobres necesitan más trabajo que las ricas^{4,4}. Esto significa que la suposición implícita de que todas las mezclas con el mismo factor de compactación requieren la misma cantidad de trabajo útil, no siempre se justifica. Así mismo, la mencionada suposición de que el trabajo inútil

Tabla 4.4 Descripción de trabajabilidad y factor de compactación^{4,3}

Descripción de trabajabilidad	Factor de compactación	Revenimiento correspondiente, (cm)
Muy baja	0.78	0 - 25
Baja	0.85	25 - 50
Media	0.92	50 - 100
Alta	0.95	100 - 175

representa una proporción constante del trabajo total hecho, independientemente de las propiedades de la mezcla, no es muy correcta. Sin embargo, la prueba del factor de compactación proporciona, sin lugar a dudas, una buena medida de trabajabilidad.

Prueba de fluidez de la ASTM

Esta prueba de laboratorio ofrece una indicación de la consistencia del concreto y su propensión a la segregación, al medir la expansión de una pila de concreto sobre una mesa sometida a impactos. Esta prueba permite también una buena apreciación de la consistencia de mezclas ricas, rígidas y algo cohesivas. La prueba fue cubierta por la norma ASTM C 124-39 (reaprobada en 1966), y fue retirada en 1974 porque era poco utilizada y no porque se pensara que no era apropiada.

Prueba de remoldeo

En esta prueba se hace uso de una mesa con sacudidas, en la que se evalúa la trabajabilidad sobre la base del esfuerzo que se realiza para cambiar la forma de una muestra de concreto. Esta es la prueba de remoldeo, creada por Powers.^{4,5}

La figura 4.5 muestra un diagrama del aparato. Un cono normal de revenimiento se coloca en un cilindro de 30.5 cm de diámetro y 20.3 cm de altura; el cilindro está montado rigidamente sobre una mesa de flujo, ajustada para dar una caída de 6.3 mm. Dentro del cilindro principal se encuentra un anillo interno de 21 cm de diámetro y 12.7 cm de altura. La distancia entre el fondo del anillo interior y el fondo del cilindro principal se puede fijar entre 67 y 76 milímetros.

El cono de revenimiento se llena de la manera normal, y encima del concreto se pone una placa de vidrio móvil en forma de disco, que pesa 1.9 kg. Después se sacude la mesa a razón de una caída o impacto por segundo, hasta que el fondo de la placa móvil esté a 81 mm sobre la placa de base. En esta etapa, la forma del concreto ha cambiado de troncocónica a cilíndrica. El esfuerzo que se requiere para lograr el

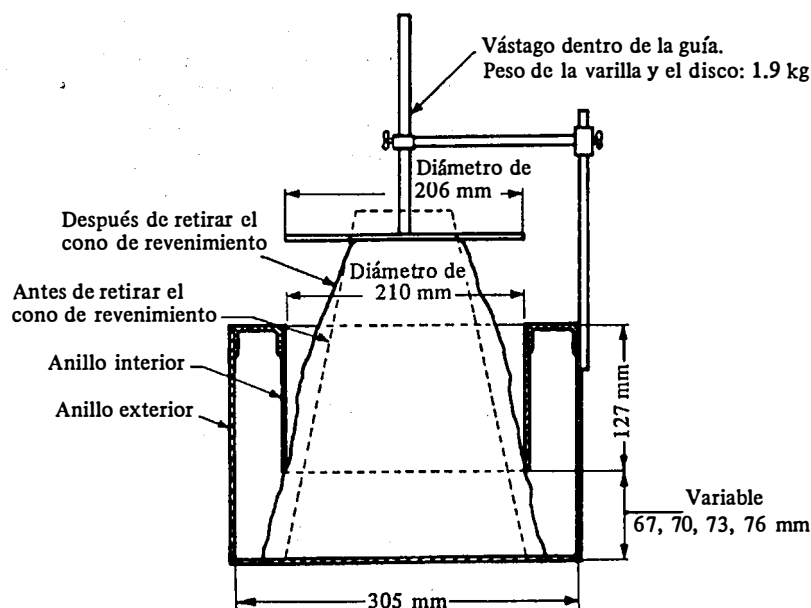


Figura 4.5 Aparato de prueba de remoldeo.

remoldeo se expresa como el número de impactos o golpes requeridos. Para mezclas muy secas puede requerirse un esfuerzo considerable.

Esta prueba es adecuada para laboratorio, pero es valiosa, ya que el esfuerzo de remoldeo parece estar relacionado estrechamente con la trabajabilidad.

Prueba Vebe

Esta es una variación de la prueba de remoldeo en la que el anillo interno del aparato de Powers se omite y la compactación se logra por vibración en lugar de golpeteo. La figura 4.6 muestra un diagrama del aparato. El nombre de "Vebe" se deriva de las iniciales de V. Bährner, de Suecia, quien fue el creador de la prueba. La prueba está cubierta por la norma BS 1881: Parte 104: 1983; y también se hace referencia en el ACI 211.3-75 (revisado en 1987).^{4,70}

Se supone que el remoldeo se ha logrado cuando la placa de vidrio móvil queda totalmente cubierta por el concreto y han desaparecido todas las cavidades de la superficie del concreto. Esto se juzga en forma visual, y la dificultad para establecer el punto final de la prueba puede ser una fuente de error. Para superar esto, se puede adaptar un dispositivo automático que registre los movimientos de la placa contra el tiempo.

La compactación se logra empleando una mesa vibratoria con una masa excéntrica que gira a 50 Hz y con una aceleración máxima de 3 a 4 g. Se supone que la entrada de energía que se necesita para la compactación es una medida de la

trabajabilidad de la mezcla, que se expresa como el tiempo en segundos, llamado tiempo de Vebe, requerido para que el remoldeo sea completo. Algunas veces, se aplica una corrección en el volumen del concreto, de V_2 , antes de la vibración a V_1 después de la vibración, y el tiempo se multiplica por V_2/V_1 . Esta prueba es apropiada para mezclas con un tiempo de Vebe de entre 3 y 30 segundos.

La prueba de Vebe es una buena prueba de laboratorio, especialmente a partir de mezclas muy secas. Contrasta con la prueba del factor de compactación, en la cual se puede introducir algún error por la tendencia de algunas mezclas secas a pegarse en las tolvas. La prueba de Vebe tiene además la ventaja adicional de que el tratamiento del concreto durante la prueba se relaciona estrechamente con el método de colocación en la práctica. Tanto la prueba de Vebe como la prueba de remoldeo determinan el tiempo requerido para realizar la compactación, lo cual se relaciona con el trabajo total realizado.

Prueba de fluidez

Esta prueba, desarrollada en Alemania en 1933, es cubierta por la norma BS 1881: Parte 105: 1984. En los años recientes, esta prueba se ha utilizado más ampliamente puesto que es apropiada para concreto de alta y muy alta trabajabilidad, incluyendo al concreto fluido (véase la página 177) el cual incluiría un revenimiento de colapso.

El aparato consiste esencialmente en una tabla de madera cubierta por una placa de acero con una masa total de 16 kg.

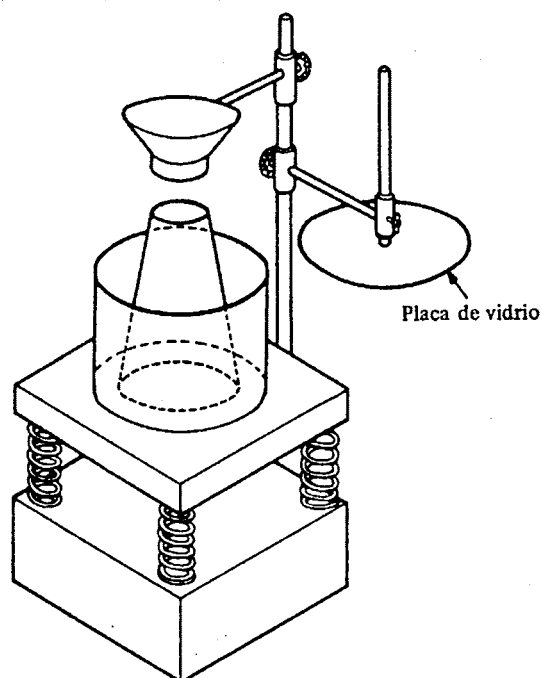


Figura 4.6 Aparato de Vebe.

Esta tabla se abisagra a un lado de una tabla base, siendo cada tabla cuadrada de 70 cm por lado. La tabla superior se puede levantar hasta un tope, de modo que el borde libre se eleve 4 cm. Marcas apropiadas indican la ubicación del concreto que se va a depositar sobre la mesa.

La mesa superior se humedece, y un cono truncado de concreto ligeramente asentado con un apisonador de madera según lo prescrito, se coloca utilizando un molde de 20 cm de alto, con un diámetro inferior de 20 cm y un diámetro superior de 13 cm. Se quita el exceso de concreto, se limpia la mesa superior circundante y, después de 30 segundos, se levanta la mesa superior 15 veces en un periodo de 45 a 75 segundos; este movimiento evita que la fuerza contra el tope sea significativa. Como consecuencia, el concreto se extiende, y se mide la extensión máxima paralela a los bordes de la mesa. El promedio de estos dos valores, dado hasta el milímetro más cercano, representa la fluidez. Esta prueba es apropiada para mezclas que tengan un flujo de 40 a 65 cm, aunque en la norma BS 1881: Parte 105: 1984 se propone un límite inferior de 50 cm. Si en esta etapa el concreto no parece uniforme y cohesivo, esto indica falta de cohesividad en la mezcla.

Una investigación de laboratorio^{4,39} demostró una relación lineal entre fluidez y revenimiento, sin embargo, las pruebas fueron de alcance limitado porque sólo se incluyó un tipo de agregado así como sólo una granulometría de agregado. Además, no se incluyó el efecto de las condiciones

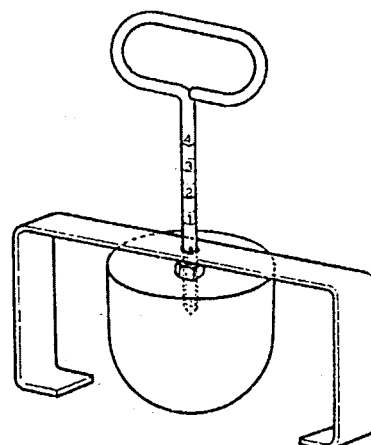


Figura 4.7 Esfera de Kelly.

del sitio. En consecuencia, no se puede inferir la generalización a partir de los datos que se publicaron, y sería imprudente percibir, tanto la prueba de revenimiento como la prueba de fluidez, como generalmente intercambiables. Esencialmente, las dos pruebas no miden el mismo fenómeno físico, de manera que no hay razón para esperar una relación sencilla entre ambas cuando varía la granulometría o la forma del agregado, o incluso el contenido del material fino en la mezcla. Para propósitos prácticos, debe adoptarse una prueba apropiada. Tal prueba hace posible reconocer una desviación de las proporciones de la mezcla especificada, y esto es lo que importa en la obra.

Prueba de la esfera de Kelly

Esta es una sencilla prueba de campo que consiste en determinar la profundidad a la cual una semiesfera de metal de 152 mm de diámetro, que pesa 13.6 kg, penetra por su propio peso dentro del concreto fresco. La figura 4.7 muestra un esquema del aparato, ideado por J.W. Kelly, y conocido como la esfera de Kelly.

El empleo de esta prueba es similar a la prueba de revenimiento, es decir, verificación de rutina con propósitos de control. Es esencialmente una prueba americana, cubierta por la norma ASTM C 360-92, y es raramente utilizada en otras partes. Sin embargo, vale la pena considerar la prueba de la esfera de Kelly como una opción respecto de la prueba de revenimiento, sobre la que tiene ciertas ventajas. En particular, la prueba de la esfera es más sencilla y más rápida de efectuar y, lo que es más importante, se puede aplicar al concreto que se encuentre en una carretilla o realmente en la cimbra. Para evitar los efectos de un límite, la profundidad del concreto que se somete a prueba no deberá ser me-

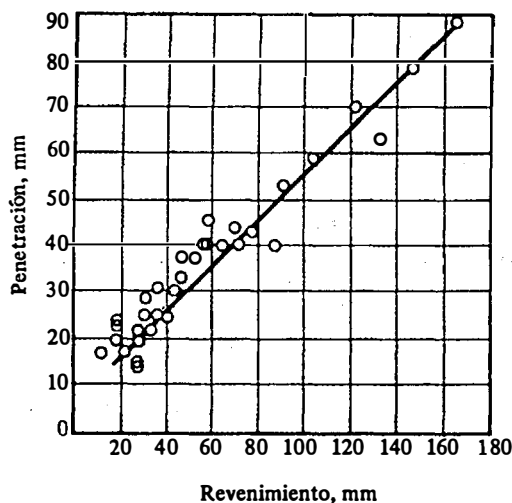


Figura 4.8 Relación entre la prueba de la esfera de Kelly y el revenimiento^{4,6}

nor de 20 cm y la dimensión lateral más pequeña deberá ser de 46 centímetros.

Como se esperaba, no existe correlación simple entre la penetración y el revenimiento, puesto que ninguna prueba midió alguna de las propiedades básicas del concreto, sino sólo la respuesta a condiciones específicas. En una obra, cuando se utiliza una mezcla particular, se puede encontrar correlación, como se muestra en la figura 4.8.^{4,6} En la práctica, la prueba de la esfera se usa, ante todo, para medir las variaciones de la mezcla, tales como aquellas debidas a una variación en el contenido de humedad del agregado.

Probador K de Nasser

Dentro de los diversos intentos que se han realizado para idear una prueba de trabajabilidad simple, debe mencionarse la prueba con el probador o sonda de Nasser^{4,41}. Esta prueba utiliza un tubo hueco de 19 mm de diámetro con aberturas a través de las cuales puede penetrar el mortero. El probador se inserta verticalmente dentro del concreto fresco in situ, y así evita utilizar una muestra. Entonces se miden la altura del mortero en el tubo después de un minuto, así como también la altura residual enseguida de retirar el probador.

Se asegura^{4,42, 4,106} que estas lecturas dan una indicación de la consistencia y trabajabilidad del concreto, puesto que las lecturas del probador se ven afectadas por las fuerzas cohesivas, adhesivas y de fricción dentro de la mezcla. Así, una mezcla demasiado húmeda, que exhibe alto revenimiento, dejaría un nivel relativamente bajo de mortero retenido en

el probador, siendo esto resultado de la segregación. Parece que la altura residual del mortero en el probador está relacionada con el revenimiento, siempre que éste no exceda de 8 cm^{4,41}. Sin embargo, la sonda K puede utilizarse hasta para concreto fluido^{4,106}. La sonda K no se ha normalizado y no se emplea ampliamente.

Prueba de dos puntos

Tattersall^{4,43} ha criticado en repetidas ocasiones todas las pruebas de trabajabilidad existentes sobre la base de que ellas sólo miden un parámetro. Su argumento es que el flujo del concreto fresco deberá estar descrito por el modelo de Bingham, es decir, por la ecuación

$$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma}$$

donde

τ = esfuerzo cortante a la razón de cortante $\dot{\gamma}$

τ_0 = esfuerzo de cedencia y

μ = viscosidad plástica

Ya que existen dos incógnitas, se requiere realizar mediciones de dos razones de cortante: de donde proviene el nombre "prueba de dos puntos". El esfuerzo de cadencia representa el valor límite para que inicie el flujo y está estrechamente relacionado con el revenimiento.^{4,107} La viscosidad plástica refleja el incremento de esfuerzo cortante con un aumento en la fuerza cortante.

Tattersall^{4,43} desarrolló técnicas de medición de torsión utilizando una mezcladora de alimentos modificada. Por consiguiente, dedujo datos experimentales relacionados con el esfuerzo cortante a una rapidez de cortante dada y para constantes que representan el esfuerzo de cedencia τ_0 y la viscosidad plástica, μ de la mezcla. Para su juicio, estas dos últimas proporcionan una medida de las propiedades reológicas fundamentales del concreto. Su determinación requiere la medición de torsión para hacer girar la mezcladora en dos velocidades. Este aparato fue modificado tanto por Tattersall^{4,43} como por Wallevik y por Gjfrv,^{4,104} quienes sostuvieron que el aparato de ellos es más confiable y, además, da una medida cuantificada del grado de facilidad de la mezcla para ser afectada por la segregación.

Los problemas que presenta su empleo son que el aparato es incómodo, complicado y requiere habilidad para la interpretación de las lecturas de la prueba, las cuales no son directamente utilizables, a diferencia del revenimiento. Por estas razones, la prueba de dos puntos es inapropiada para operar en la obra como medio de control, pero puede ser valiosa en el laboratorio.

Tabla 4.5. Métodos de prueba apropiados para mezclas de trabajabilidad diferente de acuerdo con la norma BS 1881: 1983

Trabajabilidad	Método
Muy baja	Tiempo de Vebe
Baja	Tiempo de Vebe, factor de compactación
Medía	Factor de compactación, revenimiento
Alta	Factor de compactación, revenimiento flujo
Muy alta	Flujo

Con respecto a la descripción de la trabajabilidad por medio de la prueba de dos puntos, vale la pena observar que para el concreto colocado por robot, es importante establecer el valor de la viscosidad plástica y del esfuerzo de cedencia del concreto, así como la variación en estos dos parámetros con la temperatura y el tiempo desde el mezclado. Murata y Kikukawa^{4.107} desarrollaron ecuaciones que predicen la viscosidad sobre la base de la ecuación de viscosidad para suspensiones de alta concentración, que tienen en cuenta las propiedades del agregado y que usan constantes experimentales. Ellos también desarrollaron una ecuación para el valor de cedencia del concreto basado en el revenimiento. La validez de esta aproximación aún está por demostrarse.

Comparación de pruebas

Se deberá decir, desde un principio, que ninguna comparación es realmente posible, ya que cada prueba mide el comportamiento del concreto en diferentes condiciones. Se han

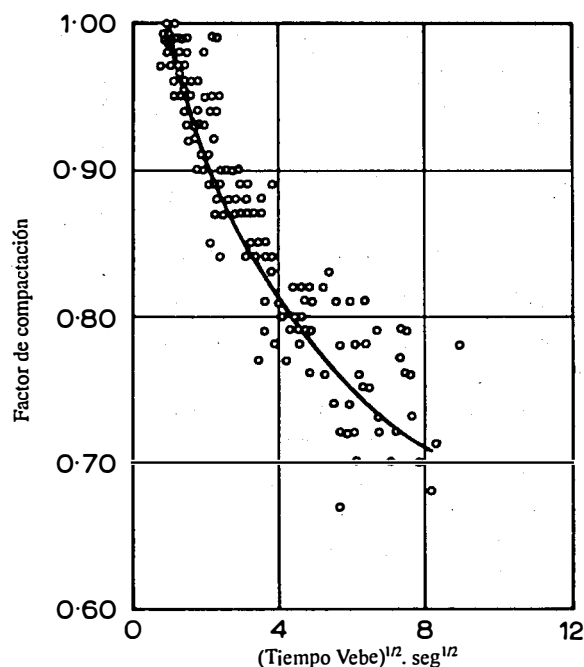


Figura 4.9 Relación entre la prueba del factor de compactación y el tiempo de Vebe.

mencionado los usos particulares de cada prueba, pero vale la pena agregar que la norma BS1881:1983, presenta los métodos de prueba apropiados para mezclas de diferente trabajabilidad, como se muestra en la tabla 4.5.

La prueba del factor de compactación está muy relacionada con el recíproco de trabajabilidad, mientras que las pruebas

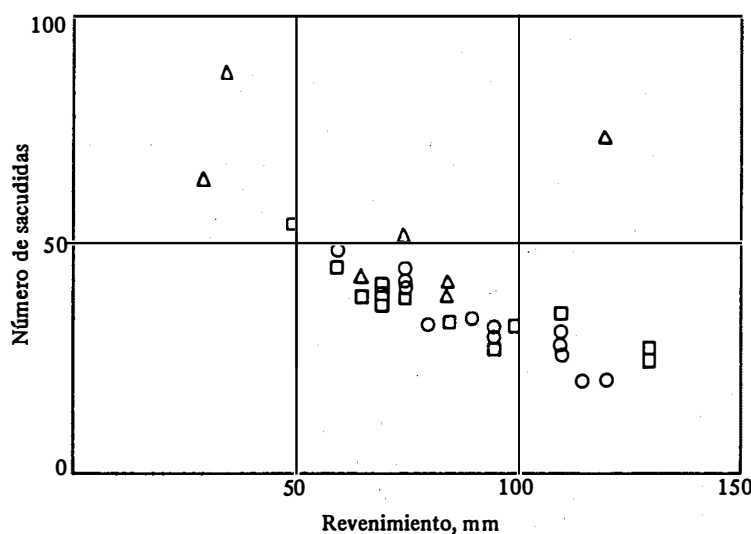


Figura 4.10 Relación entre el número de sacudidas de la prueba de remoldeo de Powers y el revenimiento.^{4.58}

de remoldeo, de flujo y de Vebe son funciones directas de la trabajabilidad.

La prueba de Vebe mide las propiedades del concreto sujeto a vibración según se compara con las condiciones de caída libre de la prueba del factor de compactación y con el sacudimiento en las pruebas de remoldeo y de flujo. Las cuatro pruebas funcionan en forma satisfactoria dentro del laboratorio, pero el aparato para factor de compactación es también conveniente para usarlo en la obra.

La figura 4.9 da una indicación de la relación que existe entre la prueba del factor de compactación y el tiempo de Vebe, pero esto se aplica sólo a las mezclas utilizadas, y no se debe suponer que la relación sea generalmente aplicable pues depende de factores tales como la forma y textura del agregado o la presencia de aire incluido, así como de las proporciones de la mezcla. Para mezclas específicas, se ha obtenido la relación entre el factor de compactación y el revenimiento, pero dicha relación también es una función de las propiedades de la mezcla. La relación entre el número

de sacudidas de la prueba de remoldeo de Powers y el revenimiento (figura 4.10) también se define sólo ampliamente.^{4.58} La figura 4.11^{4.14} muestra una tendencia general del patrón de la relación entre el factor de compactación, el tiempo de Vebe y el revenimiento. En dos de estas relaciones, está clara la influencia de la riqueza de la mezcla. La ausencia de influencia en el caso de la relación entre el revenimiento y el tiempo de Vebe es ilusoria porque el revenimiento es insensible en un extremo de la escala (baja trabajabilidad) y el tiempo de Vebe es insensible en el otro extremo, así, están presentes dos líneas asintóticas con una pequeña parte conectada.

La prueba de fluidez es valiosa para evaluar la cohesividad y trabajabilidad del concreto de muy alta trabajabilidad o del concreto fluido.

Las pruebas de revenimiento y penetración son puramente comparativas y, en esa capacidad, ambas son muy útiles, pero la prueba de revenimiento no es confiable con mezclas pobres, para las cuales suele ser muy importante un

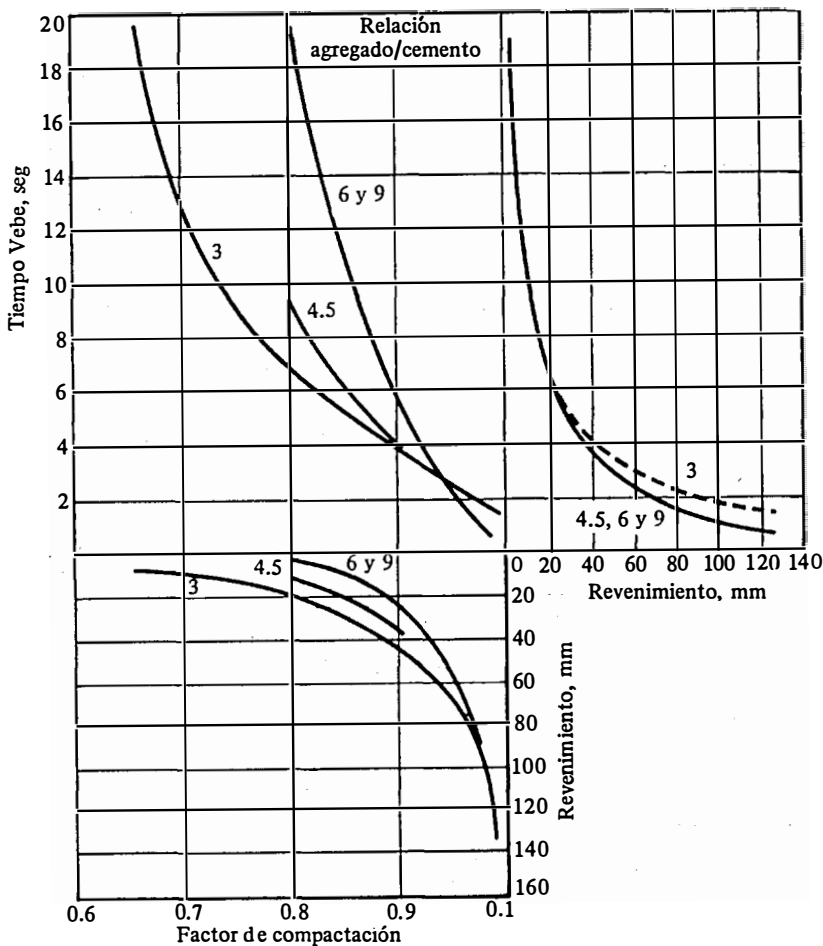


Figura 4.11 Indicación general del patrón de la relación entre el factor de compactación, el tiempo de Vebe y el revenimiento.

buen control. La prueba de revenimiento es periódicamente atacada como inútil y como un pobre indicador de la resistencia del concreto.^{4.52, 4.111} Tal crítica bien puede estar fuera de lugar porque la prueba de revenimiento no significa medir la resistencia potencial del concreto: el propósito de la prueba de revenimiento es verificar la uniformidad del revenimiento de mezcla a mezcla; y no más. Tal verificación es útil en cuanto asegura que el concreto, como se ha colocado, tiene la trabajabilidad deseada. Más aún, el mero conocimiento de que se realizará la prueba concentra la mente en la planta dosificadora, y el efecto psicológico de este conocimiento es el de prevenir un lapso dentro de la actitud de que "todo servirá".

Se ha de admitir que la prueba de revenimiento, la cual representa una razón simple de situación de cortante, no puede caracterizar totalmente la trabajabilidad del concreto.

Sin embargo, la prueba da un valor comparativo de trabajabilidad si la única variable es el contenido de agua de la mezcla, porque, en tales circunstancias, las líneas rectas que representan a las ecuaciones de Bingham no se cruzan entre sí^{4.43}.

Está aún por inventarse una prueba práctica perfecta para la trabajabilidad. Aunque esto parezca primitivo, existe un valor en la estimación visual de la trabajabilidad que se efectúa al golpear al concreto con una llana para observar la facilidad de acabado.

Es claro que para ello es necesaria la experiencia, pero cuando esta se ha adquirido, la prueba "a ojo" es rápida y confiable, en especial cuando se trata de verificar la uniformidad.

Tiempo de endurecimiento del concreto

Es posible determinar si el concreto se ha endurecido hasta un grado dado, por medio de la prueba de un mortero tamizado del concreto, empleando para ello un tamiz de 5 mm (núm. 4 ASTM). Se usa un probador de reacción de muelle, conocido como equipo de Proctor, para determinar las veces en que la resistencia a la penetración es de 3.5 MPa y de 27.6 MPa. La primera se conoce como tiempo inicial de fraguado e indica que el concreto se ha vuelto demasiado rígido para hacerse móvil por la vibración. El tiempo en que la resistencia a la penetración haya alcanzado 27.6 MPa, es el tiempo final de fraguado; la resistencia a la compresión del concreto sobre un cilindro estándar es cercana a 0.7 MPa. Estos tiempos de fraguado son distintos de los tiempos de fraguado del cemento.

El método de prueba está prescrito en la norma ASTM C 403-92 y puede utilizarse para propósitos comparativos. No puede ser una medida absoluta puesto que la prueba se efectúa sobre mortero y no sobre el concreto original. La norma británica BS 5075: Parte I: 1982 también prescribe una prueba del tiempo de endurecimiento.

Efecto del tiempo y la temperatura sobre la trabajabilidad

Con el tiempo, el concreto recién mezclado se endurece. Esto no debe confundirse con el fraguado del cemento. Significa sólo que el agregado ha absorbido una parte del agua de la mezcla, otra parte de la cual se ha perdido por evaporación, especialmente si el concreto está expuesto al sol o al viento, y algo más se ha eliminado por las reacciones químicas iniciales. El factor de compactación disminuye hasta 0.1 durante un periodo de una hora después del mezclado.

El valor exacto de la pérdida de trabajabilidad depende de varios factores. Primero, cuanto más alta es la trabajabilidad inicial tanto mayor es la pérdida de revenimiento. Segundo, la rapidez de la pérdida de revenimiento es más alta en mezclas ricas. Aún más, la rapidez de pérdida depende de las propiedades del cemento utilizado: la rapidez es más alta cuando el contenido de álcalis es alto^{4.108} y cuando el contenido de sulfato es demasiado bajo.^{4.62} En la figura 4.12,^{4.68} se muestra un ejemplo de la relación del tiempo de revenimiento para el concreto hecho con una relación agua/cemento de 0.4 y con cemento que tiene un contenido de álcalis de 0.58.

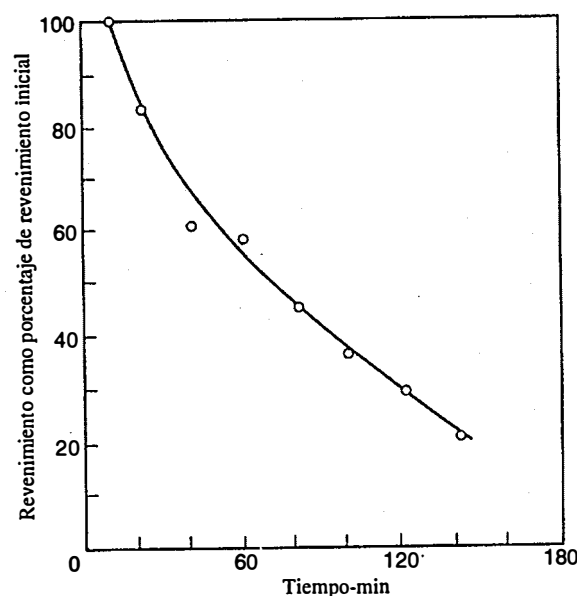


Figura 4.12. Pérdida de revenimiento con el tiempo desde el mezclado (basado en la ref. 4.60)

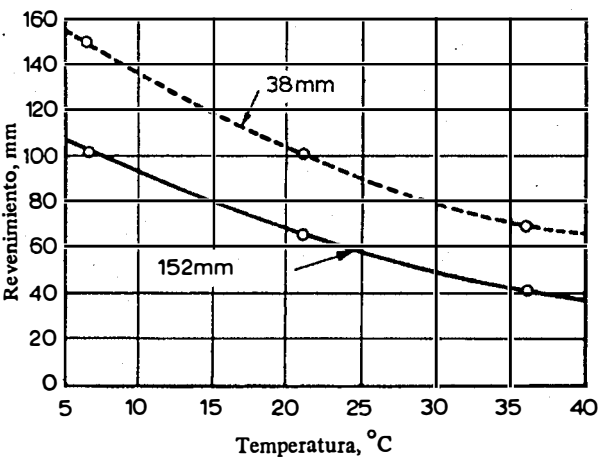


Figura 4.13 E efecto que ejerce la temperatura sobre el revenimiento en un concreto mezclado en laboratorio.^{4,7}

El cambio de trabajabilidad con el tiempo depende también de la condición de humedad del agregado (a un contenido dado de agua total); la pérdida es mayor con un agregado seco, a causa de la absorción de agua por parte del agregado, lo que se esperaría por supuesto. Los aditivos reductores de agua, aunque retrasan el endurecimiento inicial del concreto, con frecuencia llevan a un incremento de la rapidez de pérdida de revenimiento con el tiempo.

La temperatura ambiente también afecta la trabajabilidad de la mezcla aunque, hablando estrictamente, lo que interesa es la temperatura del concreto mismo. La figura 4.13 da

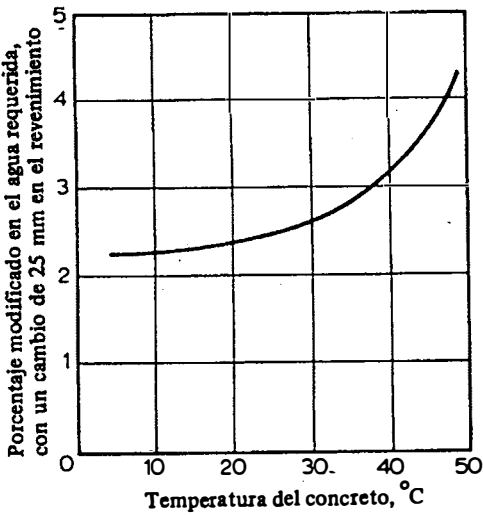


Figura 4.14 Influencia de la temperatura en la cantidad de agua requerida para variar el revenimiento.^{4,8}

un ejemplo del efecto que ejerce la temperatura sobre el revenimiento en un concreto mezclado en laboratorio,^{4,7} es aparente que en un día cálido se tendría que aumentar el contenido de agua de la mezcla, para mantener una trabajabilidad constante. La pérdida de revenimiento en mezclas rígidas está menos influenciada por la temperatura, puesto que dichas mezclas son menos afectadas por cambios en el contenido de agua. La figura 4.14 muestra que, conforme se incrementa la temperatura del concreto, el porcentaje de incremento de agua necesario para cambiar el revenimiento en 2.5 cm también aumenta.^{4,8} La pérdida de revenimiento con el tiempo también se altera con la temperatura, tal como se observa en la figura 4. 15.

Los efectos de la temperatura sobre el concreto se estudian en el capítulo 8.

Puesto que la trabajabilidad disminuye con el tiempo, es importante medir, digamos, el revenimiento después de un lapso de tiempo predeterminado desde que se haya hecho la mezcla. Es importante determinar el revenimiento inmediatamente después de descargar el concreto de la mezcla-

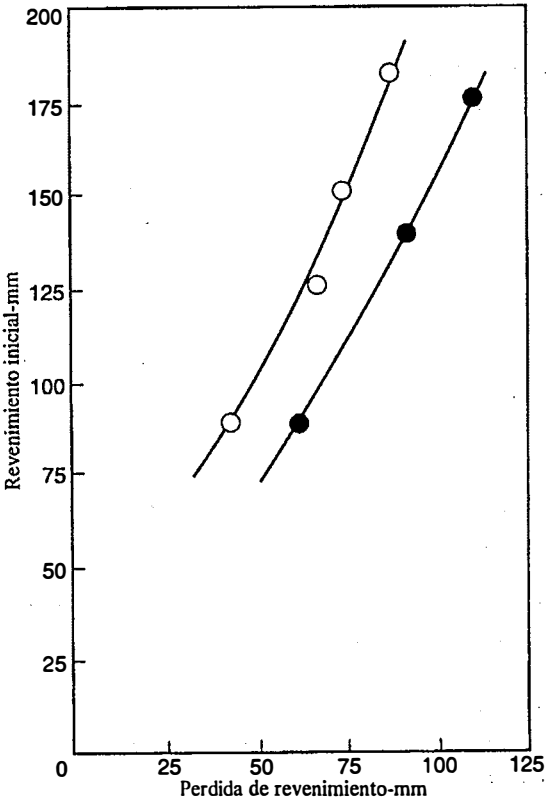


Figura 4.15 Influencia de la temperatura en la pérdida de revenimiento después de 90 minutos para concreto con un contenido de cemento de 306 kg/m³ (basado en la ref. 4.61)

dora con el propósito de controlar la mezcla. También es importante determinar el revenimiento al momento de depositar el concreto en la cimbra con el propósito de asegurarse que la trabajabilidad es apropiada para los medios de compactación que se van a usar.

Segregación

Al estudiar el concreto trabajable en términos generales, se declaró que tal concreto no se deberá segregar fácilmente, o sea, debe ser cohesivo. Aunque, hablando estrictamente, la ausencia de una tendencia a segregarse no se incluye en la definición de una mezcla trabajable. De todas maneras, la ausencia de segregación apreciable es esencial, ya que la compactación completa de una mezcla segregada es imposible.

Se puede definir a la segregación como la separación de los constituyentes de una mezcla heterogénea de modo que su distribución ya no es uniforme. En el caso del concreto, las diferencias en el tamaño de las partículas y en el peso específico de los constituyentes de la mezcla son las causas primarias de la segregación, pero su efecto puede controlarse con la selección de una granulometría adecuada y con el cuidado en el manejo de la mezcla.

Vale la pena señalar que una viscosidad mayor del componente de la pasta de cemento fresco actúa en contra del movimiento descendente de las partículas de agregado más pesadas; por consiguiente, las mezclas con relaciones bajas de agua/cemento son menos propensas a la segregación.^{4,48}

Existen dos formas de segregación. En la primera, las partículas más gruesas tienden a separarse porque tienden a moverse a lo largo de una pendiente o a asentarse más que las partículas más finas. La segunda forma de segregación, que ocurre particularmente en mezclas húmedas, se manifiesta con la separación de lechada (cemento más agua) de la mezcla. Con algunas granulometrías, al utilizar una mezcla pobre puede ocurrir el primer tipo de segregación si la mezcla está demasiado seca; la adición de agua mejoraría la cohesión de la mezcla, pero cuando la mezcla llegara a estar demasiado húmeda, sucedería la segregación del segundo tipo.

En el capítulo 3, se analizó ampliamente la influencia de la granulometría sobre la segregación, excepto que el efecto verdadero de la segregación depende del método de manejo y de la colocación del concreto. Si el concreto no ha de desplazarse una gran distancia y se transfiere directamente del cucharón o carretilla a la posición final en la cimbra, el peligro de segregación es menor. Por otro lado, al dejar caer el concreto desde una altura considerable pasando a lo lar-

go de un canalón, especialmente con cambios de dirección, y con descarga contra un obstáculo, se favorece la segregación con todas esas acciones, de manera que, en tales circunstancias, se deberá usar una mezcla particularmente cohesiva. Con un método correcto de manejar, transportar y colocar, se puede reducir grandemente la probabilidad de segregación: se tienen bastantes reglas prácticas, las cuales se presentan en ACI 304R-85.^{4,79}

Sin embargo, hay que destacar que el concreto siempre se deberá colocar directamente en la posición en la cual va a permanecer y no se deberá dejar fluir o trabajarse a lo largo de la cimbra. Esta prohibición incluye el uso de un vibrador para extender la mezcla de concreto sobre un área grande. La vibración proporciona un medio de lo más valioso de compactar concreto pero, puesto que se está haciendo una gran cantidad de trabajo en el concreto, el peligro de segregación (en la colocación que difiere del manejo) aumenta debido a un uso impropio de un vibrador. Esto es particularmente así cuando se deja que la vibración continúe demasiado tiempo: en muchas mezclas puede resultar la separación de agregado grueso en el fondo de la cimbra y de la pasta de cemento hacia la parte alta. Tal concreto sería claramente débil, y la lechosidad (espuma) encima de su superficie sería demasiado rica o demasiado húmeda, de manera que podría resultar una superficie con grietas con una tendencia a la pulverización. La lechosidad se deberá distinguir del agua de sangrado, lo cual se considera en la sección que sigue.

Se puede señalar que el aire incluido reduce el peligro de segregación. Por otra parte, el uso de agregado grueso cuyo peso específico difiere apreciablemente del que corresponde al agregado fino, conduciría un aumento de la segregación.

La segregación es difícil de medir cuantitativamente, pero se descubre fácilmente cuando el concreto se maneja en obra en alguna de las formas señaladas como inadecuadas. Una buena imagen de la cohesión de la mezcla se obtiene con la prueba de fluidez. Las sacudidas aplicadas durante la prueba favorecen la segregación, y si la mezcla no es cohesiva, las partículas más grandes se desplazarán hacia el borde de la mesa. Otra forma de segregación es posible: en una mezcla pastosa, la pasta de cemento tiende a salir del centro de la mesa dejando al material más grueso.

En lo que corresponde a la propensión a segregación por vibración excesiva, una buena prueba es someter a vibración un cilindro o cubo de concreto durante diez minutos y luego observar la distribución del agregado grueso: cualquier segregación se verá fácilmente.

Sangrado

El sangrado, también conocido como *ganancia de agua*, es una forma de segregación en la cual algo del agua de la mezcla tiende a subir a la superficie del concreto acabado de colar. Esto es causando por la incapacidad de los constituyentes sólidos para retener toda el agua de mezcla cuando se sedimentan en el fondo, al tener el agua el peso específico menor de todos los ingredientes de la mezcla. Estamos así tratando con un tipo de asentamiento y Powers^{4,10} trata el sangrado como un caso especial de sedimentación. El sangrado se puede expresar cuantitativamente como el asentamiento total por unidad de altura del concreto o como un porcentaje del agua de mezclado; en casos extremos puede alcanzar el 20 por ciento.^{4,112} La norma ASTM C 232-92 prescribe dos métodos de determinación del sangrado. La rapidez de sangrado también se puede determinar experimentalmente.

El sangrado inicial avanza a una rapidez constante, pero después a la rapidez de sangrado decrece uniformemente. El sangrado del concreto continúa hasta que la pasta de cemento se ha endurecido terminando así el proceso de sedimentación.

Si el agua de sangrado se vuelve a mezclar durante el acabado de la superficie expuesta se formará una superficie de desgaste consiste en lechada. La que se puede evitar mediante el retraso de las operaciones de acabado hasta que el agua de sangrado se haya evaporado, y también con el uso de llanas de madera y evitando el trabajo excesivo de la superficie. Por otro lado, si la evaporación de agua sobre la superficie del concreto es más rápida que la velocidad de sangrado, puede resultar el agrietamiento plástico por contracción (véase la página 295).

Algo del agua que asciende en la superficie inferior de las partículas de agregado grueso o del refuerzo, creando así zonas de adherencia pobre. Esta agua deja atrás bolsas de aire o lentes, y como todos los huecos están orientados en la misma dirección, puede aumentar la permeabilidad del concreto en un plano horizontal. Por lo tanto, se facilita el ingreso de un medio agresivo al concreto. Se puede crear una zona horizontal de debilidad. La formación de tales zonas se confirmó por medio de pruebas de tensión en la dirección del colado y en ángulos rectos respecto a la dirección.^{4,65} Se debe evitar que sea atrapada una cantidad apreciable de agua de sangrado a causa del peligro de daño por congelación y especialmente en losas para carreteras.

Algo de sangrado es inevitable. Sin embargo, en elementos altos tales como columnas o muros, el agua de sangrado se mueve hacia arriba, la relación agua/cemento de la parte inferior del elemento se reduce, pero el agua atrapada en la

parte superior del concreto endurecido da por resultado una relación mayor de agua/cemento y, por lo tanto, una resistencia menor (véase la página 185).

El agua de sangrado también puede viajar hacia arriba a lo largo de la superficie de la cimbra; si se forma un canal por causa de alguna imperfección a lo largo de la superficie de la cimbra; se crea una trayectoria preferida de drenaje marcando las superficies descimbradas. También pueden formarse canales verticales de sangrado en el interior del concreto.

El sangrado no tiene que ser necesariamente perjudicial. Si la superficie de concreto se va a tratar al vacío (véase la página 160) se facilita la remoción de agua. Si el sangrado no se interrumpe y el agua se evapora, la relación efectiva de agua/cemento se puede disminuir resultando un aumento de resistencia. Por otro lado, si el agua que se sube lleva con ella una cantidad considerable de las partículas más finas de cemento, se formará una capa de lechada. Si ésta se halla en la parte superior de una losa, resultará una capa superficial porosa y débil, con una superficie permanentemente “polvosa”. En la parte superior de un colado, se formaría un plano débil y la adherencia del siguiente colado sería inadecuada. Por esta razón, la lechada se deberá remover siempre mediante cepillado y lavado.

La tendencia al sangrado depende en forma importante de las propiedades del cemento. El sangrado disminuye al aumentar la finura del cemento, posiblemente porque las partículas más finas se hidratan más temprano y también porque su rapidez de sedimentación es inferior. Otras propiedades del cemento también afectan al sangrado: se presenta menos sangrado cuando el cemento tiene un alto contenido de álcalis, un alto contenido de C₃A, o cuando se agrega cloruro de calcio,^{4,11} para limitaciones en el uso de cloruro de calcio vea la página 395. Los métodos de prueba para sangrado de pastas de cemento y mortero son prescritos por la norma ASTM C 243-85 (reaprobada en 1989).

Las propiedades del cemento, sin embargo, no son el único factor que influye en el sangrado del concreto,^{4,120} de manera que se deben considerar otros factores. Específicamente, la presencia de una proporción adecuada de partículas de agregado muy fino [especialmente menores de 150 µm (tamiz del núm. 100)] reduce significativamente el sangrado.^{4,12} El uso de agregado fino triturado no necesariamente conduce a más sangrado que la arena redondeada. En realidad, cuando el agregado fino triturado contiene exceso de material muy fino [hasta casi 15 por ciento que pasa el tamiz de 150 µm (núm. 100), se reduce el sangrado,^{4,37} pero el material muy fino debe estar compuesto sólo de polvos y no de arcilla.

Las mezclas ricas están menos expuestas al sangrado que las mezclas pobres. La reducción del sangrado se obtiene por la adición de puzolanas u otro material fino o polvo de aluminio. Schiessl y Schmidt^{4.66} encontraron que la adición de ceniza volante o humo de sílice al mortero disminuía significativamente el sangrado. Esto puede no necesariamente ser así en el caso del concreto, dependiendo mucho de la base de comparación, por ejemplo si los materiales cementantes son adicionados al cemento portland o si reemplazan algo de él. El aire incluido reduce efectivamente el sangrado de manera que se puede seguir sin demora con el acabado después del colado.

Una temperatura muy alta, dentro del rango normal, aumenta la rapidez de sangrado, pero probablemente no afecta la capacidad total de sangrado. Sin embargo, la temperatura muy baja puede aumentar la capacidad de sangrado, tal vez porque hay tiempo suficiente antes del endurecimiento para que ocurra el sangrado.^{4.68}

La influencia de aditivos tiene sus reservas. Los superfluidificantes generalmente disminuyen el sangrado a un revenimiento muy alto.^{4.67} De todos modos, si se utilizan con un retardador, puede ocurrir un aumento del sangrado,^{4.68} posiblemente porque el retardo deja más tiempo para que ocurra el sangrado. Si, al mismo tiempo, se usa inclusión de aire, su efecto reductor del sangrado puede ser dominante.

El mezclado del concreto

Es esencial que los ingredientes de la mezcla, cuyas propiedades se analizaron en los capítulos 1 a 3, se mezclen apropiadamente para producir concreto fresco en el cual la superficie de todas las partículas de agregado es recubierta con pasta de cemento y que sea homogénea en la macroescala, para que posea propiedades uniformes. Casi invariablemente, el mezclado se efectúa con mezcladoras mecánicas.

Mezcladoras de concreto

Las mezcladoras de concreto no sólo realizan la uniformidad de la mezcla que se acaba de mencionar, sino también deben descargar la mezcla sin modificar esa uniformidad. De hecho, el método de descarga es una de las bases de clasificación de las mezcladoras de concreto. Existen varios tipos. En la *mezcladora* basculante, la cámara de mezclado, conocida como el tambor, se ladea para descargar. En la *mezcladora no basculante*, el eje de la mezcladora está siempre horizontal, y la descarga se obtiene al insertar un canalón dentro del tambor o al invertir la dirección de rotación del tambor (cuando la mezcladora se conoce como

mezcladora de tambor de inversión) o, raramente, abriendo el tambor. Hay también *mezcladoras del tipo de artesa*, similares más bien en operación a una batidora eléctrica para amasar; éstas se llaman *mezcladoras de acción forzada*, para distinguirlas de las mezcladoras basculantes y no basculantes que dependen de la caída libre del concreto en el tambor.

Las mezcladoras basculantes casi siempre tienen un tambor cónico o en forma de olla con aspas en el interior. La eficiencia de la operación de mezclar depende de los detalles de diseño, pero la acción de descarga es siempre buena ya que todo el concreto se puede volcar rápidamente y en una masa sin segregar tan pronto como se ladea el tambor. Por esta razón, las mezcladoras de tambor basculante son preferibles para mezclas de trabajabilidad baja y para aquellas mezclas que contienen agregado de tamaño grande.

Por otro lado, a causa de una rapidez de descarga un poco lenta con una mezcladora de tambor no basculante, el concreto es a veces susceptible de segregación. Especialmente, el agregado de tamaño más grande puede tender a quedarse dentro de la mezcladora de manera que algunas veces la descarga principia como mortero y termina como una colección de partículas de agregado grueso recubiertas. Las mezcladoras no basculantes se emplean menos frecuentemente que en el pasado.

Las mezcladoras no basculantes siempre se cargan por medio de un cucharón para cargar, el cual también se usa con la mezcladora de tambor basculante. Es importante que la carga completa del cucharón se transfiera dentro de la mezcladora cada vez, es decir, no debe ocurrir ninguna adherencia. Algunas veces, un sacudidor montado en el cucharón ayuda a vaciarlo.

La mezcladora de artesa generalmente no es móvil y se usa por lo tanto en una planta de mezclado central, en una planta de concreto prefabricado o en una versión pequeña, en el laboratorio de concreto. La mezcladora está compuesta esencialmente de una artesa circular que gira alrededor de su eje, con una o dos estrellas de paletas que giran alrededor de un eje vertical no coincidente con el eje de la artesa. Algunas veces, la artesa es estática, y el eje de la estrella forma una trayectoria circular alrededor del eje de la artesa. En cualquier caso, el movimiento relativo entre las paletas y el concreto es el mismo, y el concreto de cada parte de la artesa está mezclado perfectamente. Cuchillas raspadoras impiden que el mortero se adhiera a los lados de la artesa, y la altura de las paletas se pueda ajustar a manera de impedir que se forme un recubrimiento permanente de mortero en el fondo de la artesa.

Las mezcladoras de artesa ofrecen la posibilidad de observar el concreto en ellas y, por lo tanto, de ajustar la mezcla en algunos casos. Son particularmente eficientes con mezclas rígidas y cohesivas y son, por eso, empleadas muchas veces en el concreto prefabricado. También son convenientes, por sus dispositivos para limpiar, para mezclar cantidades muy pequeñas de concreto por eso se utilizan en el laboratorio.

Puede ser importante mencionar que, en las mezcladoras del tipo de tambor, no se realiza ninguna acción de raspado durante el mezclado, de modo que cierta cantidad de mortero se adhiere a los lados del tambor y se queda allí hasta que se limpie la mezcladora. Consecuentemente, al comenzar la elaboración del concreto, la primera mezcla dejaría adherido una gran proporción de su mortero, y la descarga estaría en su mayor parte formada por partículas gruesas recubiertas. Esta mezcla inicial no se deberá usar rutinariamente. Como alternativa, se puede introducir cierta cantidad de mortero dentro de la mezcladora antes del inicio de la elaboración del concreto, un procedimiento conocido como “enmantequillado” o purgado de la mezcladora. Una manera conveniente y simple es cargar la mezcladora con las cantidades usuales de cemento, agua y agregado fino, omitiendo simplemente el agregado grueso. La mezcla en exceso adherida en la mezcladora se puede usar en la construcción, y de hecho puede ser particularmente conveniente para colocarse en una junta fría. La necesidad de enmantequillar o preparar no se deberá olvidar en el trabajo de laboratorio.

El tamaño nominal de una mezcladora se describe por el volumen de concreto después de la compactación (norma BS 1305:1974), el cual puede ser tan bajo como la mitad del volumen de ingredientes sin mezclar en estado suelto. Las mezcladoras se fabrican en una variedad de tamaños, desde 0.04 m³ para uso del laboratorio hasta 13 m³. Si la cantidad mezclada representa menos de un tercio de la capacidad nominal de la mezcladora, la mezcla resultante puede no ser uniforme, y la operación sería, por supuesto, antieconómica. La sobrecarga que no exceda de 10 por ciento es generalmente irrelevante.

Todas las mezcladoras consideradas hasta ahora son mezcladoras dosificadoras, en las que el concreto se mezcla y se descarga antes de que se agreguen otros materiales. En oposición a esto, una mezcladora continua descarga concreto mezclado continuamente, sin interrupción, estando alimentada por un sistema de volumen continuo o de dosificación por peso. La mezcladora misma consiste en un hoja en espiral que gira a una rapidez relativamente alta en un tambor cerrado relativamente inclinado. La norma ASTM C 685-94 prescribe los requisitos para concretos hechos por

dosificación volumétrica y mezclado continuo, y el comité ACI 304.6R-91^{4.113} ofrece una guía para el uso de equipo importante.

Las mezcladoras continuas modernas producen concreto muy uniforme.^{4.113} Con el uso de una mezcladora de alimentación continua, la colocación, compactación y acabado se pueden realizar dentro de los 15 minutos siguientes a la introducción de agua dentro de la mezcladora.^{4.101}

Habrà que mencionar brevemente otras mezcladoras. Éstas incluyen las mezcladoras de tambor giratorio de camión, a las cuales se hace referencia en la página 147. Se han desarrollado también mezcladoras de camión de dobles aletas con boquillas para agua distribuidas dentro del tambor, pero no hay datos disponibles sobre su comportamiento.

Se usan mezcladoras especializadas en concreto lanzado y para mortero para concreto de agregado precolocado. En la mezcladora de “coloides” utilizada para este último, el cemento y el agua se forman a la condición de lechada coloidal, al pasar a una velocidad de 2,000 rev/mín, a través de una separación estrecha, y se agrega arena subsecuentemente a la lechada. El premezclado de cemento y agua permite mejor hidratación subsecuente y, al usarse para concreto, conduce a una resistencia más alta, a una relación dada de agua/cemento, que el mezclado convencional. Por ejemplo, a relaciones agua/cemento de 0.45 a 0.50, se ha observado una ganancia en resistencia de 10 por ciento.^{4.26} Sin embargo, se genera una gran cantidad de calor a relaciones muy bajas de agua/cemento.^{4.64} Además, el mezclado de dos etapas representa indudablemente un costo más alto y es probable que sea justificable sólo en casos especiales.

Uniformidad de mezclado

Para producir concreto uniforme, es esencial en cualquier mezcladora, que ocurra suficiente intercambio de materiales entre diferentes partes del tambor. La eficiencia de la mezcladora se puede medir por la variabilidad de la mezcla descargada en varios receptáculos sin interrumpir el flujo de concreto. Por ejemplo, una prueba más bien rígida de la norma ASTM C 94-94 (aplicable primeramente sólo a mezcladoras de camión) determina que se deberán tomar muestras de concreto de puntos de alrededor de 1/6 a 5/6 de una mezcla, y las diferencias en las propiedades de las dos muestras no deberán exceder a alguno de los siguientes:

Densidad de concreto	16 kg/m³
Contenido de aire	1 por ciento
Revenimiento	2.5 cm cuando el promedio es abajo de 10 cm, y 40 cm cuando el promedio es de 10 a 15 cm

Porcentaje de agregado retenido en un tamiz de 4.75 mm (3/16 pulg)	6 por ciento
Densidad de mortero libre de aire	1.6 por ciento
Resistencia a la compresión (resistencia promedio a los siete días de tres cilindros)	7.5 por ciento

En el Reino Unido, la norma BS 3963:1974 (1980) da una guía para la evaluación del comportamiento de mezcladoras que utilizan una mezcla especificada de concreto. Se hacen pruebas en dos muestras de cada cuarto de una carga. Cada muestra se sujeta a análisis húmedo y se determina lo que sigue:

- ☐ contenido de agua como porcentaje de sólidos hasta 0.1 por ciento
- ☐ contenido de agregado fino como porcentaje de agregado total hasta 0.5 por ciento
- ☐ cemento como porcentaje de agregado total hasta 0.01 por ciento
- ☐ relación agua/cemento hasta 0.01

La exactitud del muestreo se asegura con un límite en el rango promedio de pares. Si dos muestras de un par difieren indebidamente, es decir que su rango es un valor atípico*, ese par de resultados se puede descartar.

El rendimiento de una mezcladora se juzga por el valor promedio de la diferencia entre el promedio más alto y el más bajo de pares de lecturas para las cuatro muestras en cada una de tres dosificaciones de prueba; así, una mala operación de mezclado evaluará realmente a una mezcladora. Las variaciones máximas perceptibles de los porcentajes presentados son las que prescribe una norma británica poco usada, la norma BS 1305:1974 para diferentes tamaños máximos de agregado.

Las investigaciones suizas ^{4.115} han demostrado que la uniformidad del contenido de cemento es la mejor medida de la uniformidad de mezclado: ésta se considera satisfactoria si el coeficiente de variación (véase la página 448) no excede de 6 por ciento para mezclas con un revenimiento de al menos 2 cm, y 8 por ciento para mezclas de trabajabilidad inferior.

En Francia, se ha desarrollado un método para la determinación de distribución de agua o de aditivo en la mezcla con un rastreador radiactivo.^{4.116}

En lo que corresponde a mezcladoras continuas de volumen dosificado, la uniformidad de mezclado se ha medido por tolerancias en las proporciones de los ingredientes de mezcla.

La norma ASTM C 685-94 prescribe los valores siguientes en porcentajes por masa:

Cemento	0 a +4
Agua	± 1
Agregado fino	± 2
Agregado grueso	± 2

El US Army Corps of Engineers Test Method CRD-C 55-92 ^{4.117} especifica tomar muestras de cada tercio de una mezcladora estacionaria. Para concreto masivo, los requisitos de conformidad se dan en la Corps of Engineers Guide Specification 03305; éstos son similares a los de la norma ASTM C 94-94, pero el rango de densidad permisible es 32 kg/m³ y, para resistencia a la compresión, 10 por ciento. Estos valores, al parecer más altos, son una reflexión del hecho de emplear tres muestras, en lugar de dos como en la prueba de la norma ASTM 94-94.

Se puede agregar que las pruebas sobre uniformidad de mezclado no sólo miden el comportamiento de una mezcladora, sino que también se pueden usar para estimar los efectos de una serie de cargas de mezclado.

El tiempo de mezclado

En la obra, existe muchas veces una tendencia a mezclar el concreto tan rápidamente como sea posible, y es importante, por tanto, conocer cuál es el mínimo tiempo de mezclado necesario para producir un concreto de composición uniforme y, como resultado, de resistencia satisfactoria. Este tiempo varía con el tipo de mezcladora y, hablando estrictamente, no es el tiempo de mezclado sino el número de revoluciones de la mezcladora lo que constituye el criterio de mezclado adecuado. Generalmente, unas 20 revoluciones son suficientes. El número de revoluciones y el tiempo de mezclado son interdependientes, pues hay una óptima velocidad de rotación que recomienda el fabricante de la mezcladora.

Para una mezcladora dada, existe una relación entre el tiempo de mezclado y la uniformidad de la mezcla. En la figura. 4.16 se muestran datos típicos basados en pruebas de Sharon y Reinitz,^{4.22} estando la variabilidad representada como el rango de resistencias de especímenes hechos a partir de la mezcla dada después de un tiempo especificado de mezclado. La figura 4.17 muestra los resultados de las mismas pruebas graficados como el coeficiente de variación contra

*Véase por ejemplo, J.B. Kennedy y A.M. Neville, Basic Statistical Methods for Engineers y Scientists, Nueva York y Londres, Harper y Row, 1986 3ª. ed., 613 pp.

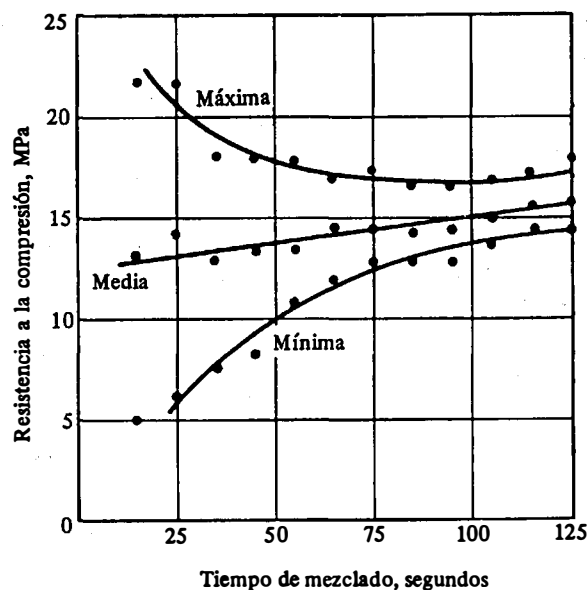


Figura 4.16. Relación entre resistencia a la compresión y tiempo de mezclado^{4.22}

tiempo de mezclado. Es aparente que, para una mezcladora dada, el mezclado durante menos de 1 a 1 ¼ minutos produce un concreto apreciablemente más variable, pero si se prolonga el tiempo de mezclado más allá de estos valores no resulta una mejoría importante de la uniformidad.

La resistencia promedio del concreto también aumenta con el aumento en tiempo de mezclado, como lo demuestran, por ejemplo, las pruebas de Abrams.^{4.23} La proporción de aumento cae rápidamente después de un minuto y no es importante más allá de dos minutos; algunas veces, se ha observado hasta un ligero aumento de la resistencia.^{4.44} Sin embargo, dentro del primer minuto, la influencia del tiempo de mezclado sobre la resistencia es de gran importancia.^{4.22}

Como se mencionó, el valor exacto del tiempo mínimo de mezclado, que es dado por el fabricante de la mezcladora,

varía con el tipo de mezcladora y depende también de su tamaño. Lo que es esencial es asegurar uniformidad de mezclado, y esto generalmente se puede lograr con un tiempo mínimo de mezclado de 1 minuto para una mezcladora de 0.75 m³ y 15 segundos adicionales por incremento de cada 0.75 m³. Esta orientación la dan tanto la norma ASTM C 94-94, como el comité ACI 304R-89.4.76 De acuerdo con la norma ASTM C 94-94, el tiempo de mezclado se cuenta a partir de que todos los materiales sólidos se han puesto en la mezcladora, y también se requiere que toda el agua se haya agregado no más tarde que un cuarto del tiempo de mezclado. El comité ACI 304R-89 acepta el tiempo de mezclado a partir de que todos los ingredientes se han descargado dentro de la mezcladora.

Las cifras citadas se refieren a mezcladoras usuales, pero hay muchas mezcladoras grandes y modernas que funcio-

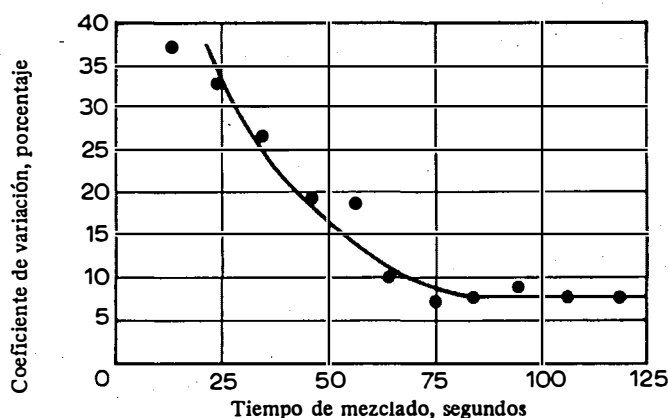


Figura 4.17. Relación entre el coeficiente de variación de resistencia y el tiempo de mezclado^{4.22}

nan satisfactoriamente con un tiempo de mezclado de 1 a 1 ½ minutos. En mezcladoras de artesa de alta velocidad, el tiempo de mezclado puede ser tan corto como 35 segundos. Por otro lado, cuando se usa agregado de peso ligero, el tiempo de mezclado no deberá ser de menos de 5 minutos, algunas veces dividido en 2 minutos para mezclar el agregado con agua, seguidos por 3 minutos con el cemento agregado. En general, la duración del tiempo de mezclado requerido para obtener suficiente uniformidad de la mezcla depende de la calidad de combinación de los materiales durante la carga de la mezcladora: la alimentación simultánea es benéfica.

Consideremos ahora el otro extremo: el mezclado por un periodo largo. Generalmente, ocurre la evaporación de agua de la mezcladora, con una disminución consecuente de la trabajabilidad y un aumento de la resistencia. Un efecto secundario es el de la molienda del agregado, particularmente si es suave: la granulometría del agregado se vuelve así más fina, y la trabajabilidad menor. El efecto de fricción también produce un aumento en la temperatura de la mezcla.

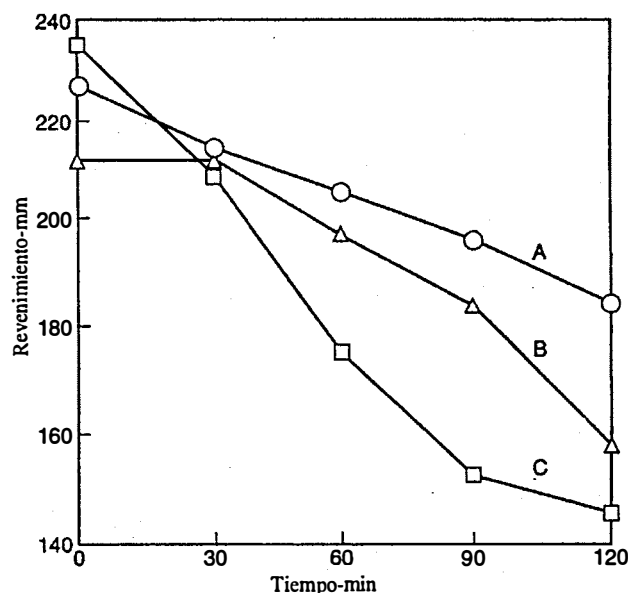
En el caso de concreto con aire incluido, el mezclado prolongado reduce el contenido de aire en aproximadamente 1/6 por hora (lo que depende del tipo de agente inclusor de aire), mientras que un retraso en la colocación sin mezclado continuo causa una caída en el contenido de aire de sólo alrededor de 1/10 por hora. Por otro lado, una disminución en el tiempo de mezclado menor de 2 o 3 minutos puede conducir a aire incluido inadecuado.

El remezclado intermitente hasta aproximadamente tres horas, y en algunos casos hasta seis horas, no es perjudicial en

lo que concierne a resistencia y durabilidad, pero la trabajabilidad cae fuera con el tiempo, a menos que se impida la pérdida de humedad de la mezcladora. Agregar agua para restaurar trabajabilidad, lo que se conoce como reablandamiento, disminuirá la resistencia del concreto. Esto se considera en la página 148.

No se pueden dar reglas generales sobre el orden de alimentar los ingredientes en la mezcladora puesto que las mismas dependen de las propiedades de la mezcla y de la mezcladora. Por lo regular, se deberá agregar primero una pequeña cantidad de agua, seguida de los materiales sólidos, preferiblemente alimentados uniforme y simultáneos. Si es posible, la mayor parte del agua se deberá alimentar al mismo tiempo, y el resto del agua se agregará después de los sólidos. Sin embargo, con algunas mezcladoras de tambor, cuando se utiliza mezcla muy seca, es necesario primero alimentar algo de agua y el agregado grueso, puesto que de otra manera su superficie no llega a estar suficientemente húmeda. Además, si el agregado grueso está totalmente ausente, la arena o la arena y el cemento llegan a alojarse en la cabeza de la mezcladora y no se incorporan en la mezcla; esto se conoce como empacado. Si el agua o el cemento se alimentan demasiado rápido, o están demasiado calientes, existe el peligro de formación de bolas de cemento, algunas veces hasta de 70 mm de diámetro. Con pequeñas mezcladoras de artesa para laboratorio y mezclas muy rígidas se ha encontrado conveniente alimentar primero el agregado fino, una parte de agregado grueso y cemento, y luego el agua, y finalmente el resto del agregado grueso para separar cualesquiera grumos de mortero.

Figura 4.18. Pérdida de revenimiento para concretos con una relación agua/cemento de 0.25 y un superplastificante para diferente secuencia de carga: (A) todos los ingredientes simultáneamente; (B) cemento y agua primero; (c) cemento y agregado fino primero (basado en la ref. 4.118)



Las pruebas en concreto fluido hecho con un superplastificante,^{4,118} han demostrado que el revenimiento alcanza el punto máximo cuando el cemento y el agregado fino se mezclan juntos al inicio, y el mínimo cuando el cemento y el agua se mezclan juntos al inicio. El mezclado de todos los ingredientes simultáneamente dio por resultado un revenimiento intermedio. La figura 4.18 muestra esta situación y también muestra que la velocidad más alta de pérdida de revenimiento ocurrió cuando el cemento y el agregado fino se mezclaron uno con otro primero. La pérdida de revenimiento más baja ocurrió cuando todos los materiales se mezclaron simultáneamente. Y así parece que, para reducir al mínimo la pérdida de revenimiento, la técnica convencional de mezclado es la más provechosa.

En relación con el mezclado de concreto fluido, vale la pena señalar que no es posible la valoración visual de la mezcla por parte del operador de la mezcladora porque la mezcla siempre parece fluida.

Mezclado a mano

Se tienen algunas ocasiones en que es necesario mezclar a mano pequeñas cantidades de concreto y, como en este caso la uniformidad es más difícil de alcanzar, se necesitan cuidados y esfuerzos especiales. Para asegurar que el arte más importante no se olvide, se describirá un procedimiento apropiado.

Se extenderá el agregado sobre una base dura, limpia y no porosa en una capa uniforme; el cemento se extiende entonces sobre el agregado, y los materiales secos se mezclan volcando desde uno a otro extremo de la artesa y "cortando" con una pala hasta que la mezcla parezca uniforme. Usualmente se requiere volcar tres veces. Entonces se agrega el agua gradualmente, de manera que no se pueda escapar ni por sí misma ni con cemento. La mezcla se traspalea, por lo general tres veces, hasta que parezca uniforme en color y en consistencia.

Es claro que durante el mezclado a mano no se debe dejar que algo de tierra u otro material extraño se mezcle con el concreto.

Concreto premezclado

El concreto premezclado se acostumbra tratar como un tema separado pero, actualmente como la mayoría de concreto se elabora en una planta central, sólo se van a considerar, en esta sección ciertas características especiales del concreto premezclado.

En sitios congestionados o en construcción de carreteras, donde hay poco espacio disponible para una planta mezcladora o para un amplio almacenamiento de agregado, el concreto premezclado es particularmente útil. Es posible que la mayor y sola ventaja del concreto premezclado sea que se puede fabricar en mejores condiciones de control que las que son normalmente posibles en obras no de gran tamaño. El control ha de ser obligatorio pero, debido a que la planta central de mezclado funciona en condiciones semejantes a las de una fábrica, es posible realizar un control realmente cuidadoso de todas las operaciones de producción de concreto fresco. La atención apropiada durante la transportación del concreto se asegura con el uso de camiones agitadores, pero la colocación y la compactación, por supuesto, siguen siendo responsabilidad del personal de la obra. El uso de concreto premezclado es conveniente también cuando sólo se requieren cantidades pequeñas de concreto o cuando el concreto se coloca sólo de trecho en trecho.

Se tienen dos categorías principales de concreto premezclado. En la primera, el mezclado se hace en una planta central, y el concreto mezclado es transportado, por lo común en un camión agitador que lo revuelve lentamente para impedir la segregación y el endurecimiento excesivos de la mezcla. Tal concreto se conoce como *mezclado en planta* para distinguirlo de la segunda categoría: *concreto mezclado en tránsito o mezclado en camión*. Aquí, los materiales se dosifican en una planta central pero se mezclan en un camión revolvente ya sea en el tránsito hacia la obra o inmediatamente antes de descargar el concreto. El mezclado en tránsito permite un trayecto más largo y menos vulnerable en caso de retraso, pero la capacidad de un camión usado como mezcladora es sólo 63 por ciento, o hasta menos, del tambor, mientras que para el concreto mezclado en planta la capacidad es de 80 por ciento. Algunas veces, el concreto se mezcla parcialmente en planta central para aumentar la capacidad del camión agitador. El mezclado se termina a lo largo del recorrido. Tal concreto se conoce como *concreto de mezclado parcial* pero rara vez se usa. Las mezcladoras de camión tienen usualmente una capacidad de 6 o 7.5 m³.

Habría que explicar que la agitación difiere del mezclado solamente en la velocidad de rotación de la mezcladora: la velocidad de agitación está entre 2 y 6 rev/min, en comparación con la velocidad de mezclado que se ubica entre 4 y 16 rev/min; hay así alguna superposición en las definiciones. Se puede señalar que la velocidad de mezclado afecta la rapidez de endurecimiento, mientras que el número total de revoluciones controla la uniformidad de mezclado. A menos que el concreto haya sido parcialmente mezclado en la mezcladora de la planta central, se requieren de 70 a 100 revoluciones para la velocidad de mezclado

de la mezcladora del camión. La norma ASTM C 94-94 establece un límite de sobreposición de 300 revoluciones en total. Se piensa que esto es innecesario,^{4,78} a menos que el agregado, especialmente la fracción fina, sea suave y propensa al molido.

Si la parte final del agua se agrega a la mezcladora justamente antes de la entrega del concreto (como puede ser deseable en el clima caliente), la norma ASTM C 94-94 requiere 30 revoluciones adicionales a la velocidad de mezclado antes de descargar.

El problema mayor de la producción de concreto premezclado es mantener la trabajabilidad de la mezcla que se necesita hasta el momento de la colocación. El concreto se rigidiza con el tiempo, y el endurecimiento se puede agravar también por el mezclado prolongado y por una temperatura alta. En el caso de mezclado en tránsito, el agua no necesita ser agregada hasta muy cerca del inicio del mezclado pero, de acuerdo con la norma ASTM C 94-94, el tiempo permitido para que el cemento y el agregado húmedo permanezcan en contacto se limita a 90 minutos; la norma BS 5328: Parte 3: 1990 permite 2 horas. El tiempo de 90 minutos puede ser ampliado por el comprador del concreto; hay evidencia^{4,83} de que, con el uso de retardadores, el tiempo límite se puede extender hasta tres ó hasta cuatro horas, siempre que la temperatura del concreto en la entrega esté abajo de 32 °C. El United States Bureau of Reclamation proporciona una extensión de dos a seis horas en el tiempo de contacto entre el cemento y el agregado húmedo en transporte antes del mezclado. Esto requiere el 5 por ciento de cemento adicional por hora entre estos límites; así, se puede requerir entre 5 y 20 por ciento de cemento adicional.^{4,97}

Retemplado

La pérdida de revenimiento con el tiempo se analizó en la página 148. Hay dos razones para este comportamiento. Primera, desde el instante en que el polvo de cemento y el agua entran en contacto uno con otro, sucede la reacción química de hidratación. Puesto que estas reacciones comprenden fijación de agua, se deja menos agua para lubricar el movimiento de partículas de la mezcla. Segunda, en casi todas las condiciones ambientales, algo del agua de mezclado se evapora dentro de la atmósfera, y esto ocurre tanto más rápidamente cuanto más alta sea la temperatura y más baja sea la humedad relativa del ambiente.

Por consiguiente, podemos ver que, si se requiere una trabajabilidad especificada en el punto de entrega del concreto después de pasar cierto tiempo, esto se ha de asegurar por el empleo de proporciones de mezcla y arreglos de transporte apropiados. Sin embargo, ocasionalmente ocurren re-

trasos en el transporte u otros imprevistos impiden una descarga oportuna del concreto. Si, mientras tanto, ocurre una pérdida de revenimiento, surge la duda de si es posible restaurar el revenimiento por medio de la adición de agua aunada con remezclado. Tal operación se conoce como retemplado.

Como el reemplado aumenta la relación agua/cemento original de la mezcla, es discutible si se deba permitir allí donde la relación original agua/cemento haya sido especificada directa o indirectamente. Esta es una postura adecuada en ciertas circunstancias pero, otras veces, puede ser apropiada una solución más flexible y más sensata, con tal de que se entiendan y se aprecien las consecuencias del reemplado.

El punto de partida que se tendrá en cuenta es la relación total de agua/cemento, sobre la base tanto del agua original de la mezcla como del agua de reemplado. Existe evidencia considerable^{4,24,4,45} de que no toda el agua de reemplado se deberá contar como parte del agua libre para el propósito de calcular la relación agua/cemento. La razón para este comportamiento probablemente descansa en el hecho de que el agua que reemplaza aquella agua perdida por evaporación no se deberá incluir en la relación agua/cemento efectiva; sólo el agua que reemplaza al agua utilizada en hidratación temprana constituye parte del agua efectiva de mezcla.

De lo anterior se sigue que la relación entre la resistencia y la relación total agua libre/cemento para concreto reemplado es ligeramente más ventajosa que la relación usual entre la resistencia y la relación agua libre/cemento; Hanayneh e Itani^{4,90} obtuvieron un ejemplo de tales relaciones.

No obstante el reemplado da por resultado inevitablemente alguna pérdida de resistencia en comparación con el concreto original. Se informó de una pérdida de 7 al 10 por ciento,^{4,90} pero puede ser mucho más alta según la cantidad de agua de reemplado agregada a la mezcla^{4,28} (véase la figura 4.19). Se han sugerido algunas relaciones empíricas^{4,88} pero, en la práctica, la cantidad precisa de agua de reemplado puede no ser conocida, debido a que la descarga parcial de la mezcladora ocurre antes de la pérdida de revenimiento.

La cantidad de agua necesaria para elevar el revenimiento en 7.5 cm depende del nivel original de revenimiento, siendo más alta a revenimientos bajos; Burg^{4,89} informó lo siguiente (en litros por metro cúbico de concreto):

- ☐ 22 a 32 a un revenimiento de menos de 7.5 cm
- ☐ 14 a 18 a un revenimiento de 7.5 a 12.5 cm
- ☐ 4 a 9 a un revenimiento de 12.5 a 15.0 cm

Otra manera de considerar los datos anteriores es decir que cuanto más baja sea la relación agua/ cemento, tanto mayor

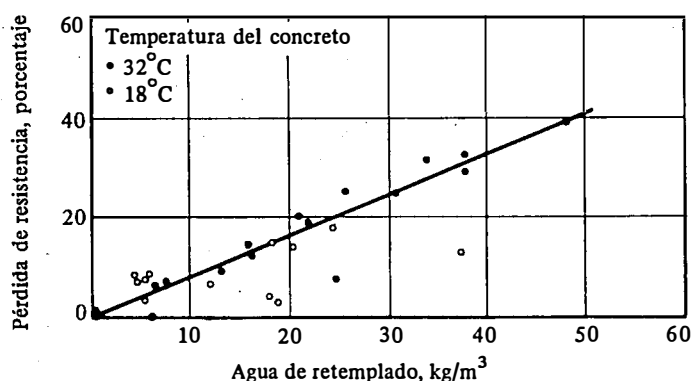


Figura 4.19. Efecto del agua de reablandamiento en la resistencia del concreto^{4.28}

será la cantidad de agua de reemplazo que se necesita. La cantidad de agua también se eleva agudamente con un aumento en la temperatura, de manera que a 50 °C puede ser como el doble que a 30 °C.^{4.121}

Concreto bombeado

Puesto que este libro trata primariamente de las propiedades del concreto, no se consideran los pormenores del medio de transportación y de colocación; sobre éstos se trata, por ejemplo, en el ACI Guide 304-89.^{4.76} No obstante, deberemos hacer una excepción en el caso del bombeo de concreto porque este medio de transportación requiere el uso de mezclas que tienen propiedades especiales.

Bombas de concreto

El sistema de bombeo consiste esencialmente en un tolva dentro de la cual se descarga el concreto de la mezcladora, una bomba de concreto del tipo que se muestra en las figuras 4.20 ó 4.21, y tubos a través de los cuales se bombea el concreto.

Muchas bombas son del tipo de pistón horizontal y de acción directa, con válvulas semirrotatorias dispuestas para permitir siempre el paso de las partículas más grandes del agregado que se está usando, es decir, no están completamente cerradas. El concreto se alimenta dentro de la bomba por gravedad y también es succionado parcialmente durante la carrera de succión. Las válvulas se abren y se cierran a intervalos definidos, de manera que el concreto se mueve en una serie de impulsos pero el tubo siempre permanece lleno. Las bombas de pistón modernas son altamente efectivas.

Existen también bombas *peristálticas* portátiles llamadas bombas, de tubo compresible, para uso con tubos de diámetro pequeño [hasta 75 o 100 mm (3 o 4 pulg.)]; la figura 4.21 muestra tal bomba. El concreto colocado en una tolva colectora es alimentado por aspas rotatorias dentro de un tubo plegable localizado en una cámara de bombeo sometida a vacío. Esto asegura que, excepto cuando está realmente comprimido por un rodillo, el tubo tiene una forma (cilíndrica) normal de manera que se asegura un flujo continuo de concreto. Dos rodillos que giran progresivamente comprimen el tubo y así bombean el concreto en el tubo de succión hacía el tubo de entrega.

Las bombas de tubo compresible mueven el concreto en distancias hasta de 90 m en sentido horizontal o 30 m en dirección vertical. Sin embargo, utilizando bombas de pistón, el concreto se puede mover hasta aproximadamente 1,000 m horizontalmente o 120 m verticalmente, o proporcionar combinaciones de distancia y elevación. Debemos señalar que la relación de las distancias equivalentes horizontales y verticales varía con la consistencia de la mezcla y con la velocidad del concreto dentro de la tubería: cuanto mayor es la velocidad, tanto menor es la relación;^{4.29} a 0.1 m/s es 24, pero a 0.7 m/s es sólo 4.5. Bombas especiales que funcionan a presiones altas pueden bombear concreto hasta 1,400 m con dirección horizontal o 430 m en dirección verti-

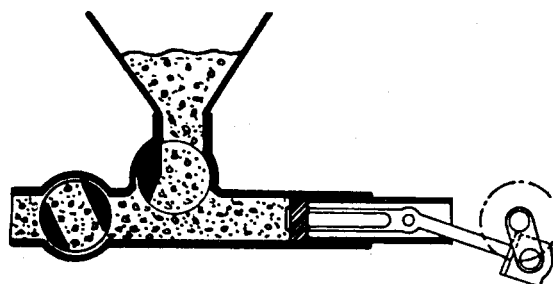


Figura 4.20. Bomba de concreto de acción directa

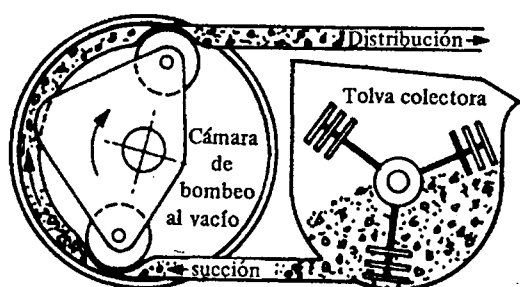


Figura 4.21. Bomba de concreto del tipo de tubo compresible

cal.^{4,114} Se continúa informando de nuevos récords de valores registrados.

Cuando se utilicen codos en las vueltas, éstos tendrán que conservarse al mínimo y nunca deberán ser agudos, y la pérdida de altura deberá estar indicada en el cálculo del alcance de entrega: aproximadamente, cada vuelta de 10° o cambio de dirección es equivalente a una longitud de tubo hasta de 1 metro.

Hay disponibles bombas de diferentes tamaños y asimismo se utilizan tubos de varios diámetros, pero el diámetro de tubo debe ser al menos tres veces el tamaño máximo de agregado. Es importante señalar que no se deberá permitir el sobretamaño de agregado grueso para evitar así bloqueo en las vueltas o cambios de dirección.

Con el uso de bombas de tubo compresible, se puede obtener un rendimiento de 20 m³ de concreto por hora con tubos de 7.5 cm, pero las bombas de pistón con tubos de 20 cm pueden entregar hasta 130 m³ de concreto por hora.

Las bombas pueden estar montadas en camión o en remolque y pueden entregar concreto a través de una pluma replegable. En Japón, se usa a veces un distribuidor horizontal de concreto que controla automáticamente la posición del tubo;^{4,87} esto reduce el duro trabajo de controlar el extremo del tubo durante la descarga.

Uso del bombeo

El bombeo es económico si se puede utilizar sin interrupción, porque al principio de cada período de bombeo los tubos se han de lubricar con mortero (a razón de 0.25 m³ por 100 m de tubo de 15 cm de diámetro) y también porque al final de la operación se requiere un esfuerzo considerable en la limpieza de las tuberías. Sin embargo, se pueden hacer alteraciones en forma muy rápida al sistema de tubería a medida que se usan acoplamientos especiales. Un tramo corto de manguera flexible cerca del extremo de descarga facilita la colocación pero aumenta la pérdida de fricción. No se deben emplear tubos de aluminio porque el aluminio reacciona con los álcalis del cemento y genera hidrógeno. Este gas

introduce huecos en el concreto endurecido, con una pérdida consiguiente en la resistencia, a menos que el concreto se coloque en un espacio confinado.

Las mayores ventajas de bombear concreto son que éste se puede entregar en puntos no accesibles en un área amplia, con la planta de mezclado alejada de la obra; esto es especialmente valioso en sitios congestionados o en aplicaciones especiales tales como revestimiento de túnel, etc. El bombeo entrega el concreto directo de la mezcladora a la cimbra y se evita así el doble manejo. La colocación puede seguir la rapidez de producción de la mezcladora, o de varias mezcladoras, y no se retiene por las limitaciones del equipo de transportación y de colocación. Actualmente, una alta proporción del concreto premezclado es bombeado.

Además, el concreto bombeado no se segrega, pero por supuesto, para que la mezcla sea capaz de ser bombeada debe satisfacer ciertos requisitos. Se podría agregar que el concreto que no es satisfactorio no se puede bombear, así es que cualquier concreto bombeado es satisfactorio en lo que corresponde a sus propiedades en estado fresco. El control de la mezcla lo proporcionan la fuerza necesaria para revolverla en la tolva y la presión requerida para bombearla.

Requisitos para concreto bombeado

El concreto que se va a bombear se debe mezclar bien antes de la alimentación dentro de la bomba, y algunas veces se lleva a cabo el remezclado en la tolva por medio de un agitador. Hablando claramente, la mezcla no debe ser áspera ni pegajosa, y tampoco demasiado seca ni demasiado húmeda, es decir, su consistencia es crítica. Se recomienda un revenimiento entre 5 y 15 cm, pero el bombeo produce una compactación parcial, de manera que en el punto de entrega el revenimiento puede disminuir de 1 a 2.5 cm. Con un contenido de agua bajo, las partículas gruesas, en vez de moverse longitudinalmente en una masa coherente en suspensión, ejercerían presión sobre las paredes del tubo. Cuando el agua está en el valor correcto, o en el valor crítico, se desarrolla fricción sólo en la superficie del tubo y en una capa delgada de 1 a 2.5 mm de mortero lubricante. Así, casi todo el concreto se mueve a la misma velocidad, como un flujo de cuña. Es posible que la formación de la película lubricante se facilite por el hecho de que la acción dinámica del pistón se transmite al tubo, pero tal película es causada también por el aplanado con acero de una superficie de concreto. Para considerar a la película dentro del tubo, sería deseable un contenido de cemento ligeramente más alto del que se usaría de otra manera. La magnitud de la fricción desarrollada depende de la consistencia de la mezcla, pero

no debe haber exceso de agua pues se produciría segregación.

Puede ser útil considerar los problemas de fricción y de segregación en condiciones más generales. En un tubo a través del cual se bombea un material, hay un gradiente de presión en la dirección del flujo por causa de dos efectos: presión del material y fricción. Esto es otra manera de decir que el material debe ser capaz de transmitir una presión suficiente para vencer todas las resistencias dentro de la tubería. De todos los componentes del concreto, sólo el agua es bombeable en su estado natural, y es el agua, por tanto, la que transmite la presión a los otros componentes de la mezcla.

Pueden ocurrir bloqueos de dos tipos. En uno, el agua se escapa a través de la mezcla de manera que no se transmite presión a los sólidos, los cuales por eso no se mueven. Esto ocurre cuando los huecos del concreto no son lo bastante pequeños o lo bastante intrincados para proveer suficiente fricción dentro de la mezcla a fin de vencer la resistencia de la tubería. Por lo tanto, es esencial una cantidad adecuada de finos empacados estrechamente para crear un efecto de "filtro con bloqueo," lo cual deja que la fase de agua transmita la presión pero que no se escape de la mezcla. En otras palabras, la presión a la cual ocurre la segregación debe ser mayor que la presión necesaria para bombear el concreto.^{4,30} Se deberá recordar, por supuesto, que más finos significan un área superficial superior de los sólidos y, en consecuencia, una resistencia de fricción superior dentro del tubo.

Así podemos ver cómo ocurre el segundo tipo de bloqueo. Si el contenido de finos es demasiado alto, la resistencia de fricción de la mezcla puede ser tan grande que la presión ejercida por el pistón a través de la fase de agua no sea suficiente para mover la masa de concreto, el cual llega a pegarse. Este tipo de falla es más común en mezclas de alta resistencia o en mezclas que contienen una proporción alta de material muy fino tal como polvo de trituradora o ceniza volante, mientras que la falla por segregación es más probable que ocurra en mezclas de resistencia media o baja con granulometría irregular o escalonada.

La situación óptima, por lo tanto, es producir resistencia máxima de fricción dentro de la mezcla con tamaños mínimos de huecos, y mínima resistencia de fricción contra las paredes del tubo con un área superficial baja del agregado. Esto quiere decir que el contenido de agregado grueso deberá ser alto, pero la granulometría deberá ser tal que haya un bajo contenido de vacíos de manera que se requiera poca cantidad del material muy fino para producir el efecto de "filtro con bloqueo."

El contenido de agregado grueso debe ser más alto cuando la arena es fina. Por ejemplo, el comité ACI 304.2R^{4,114} recomienda, para agregado con tamaño máximo de 20 mm ($\frac{3}{4}$ pulg.), el volumen a granel de agregado grueso varillado en seco de 0.56 a 0.66 cuando el módulo de finura de arena es 2.40, y 0.50 a 0.60 cuando es 3.00. Los valores citados son igualmente apropiados para agregado redondeado y angular, porque el volumen varillado en seco (véase la página 88) compensa automáticamente las diferencias de forma de partícula. Es importante recordar que el volumen varillado en seco se determina como una relación del volumen de agregado grueso varillado en seco respecto del volumen de concreto, sobre la base de la norma ASTM C 29-91a; esta relación es enteramente distinta del contenido de masa de agregado grueso por metro cúbico de concreto en la mezcla real.

El agregado fino de acuerdo con la norma ASTM C 33-93, pero con límites más estrictos en cualquiera de los extremos permitidos, es conveniente para uso en concreto bombeado. La experiencia ha demostrado que, para tubos menores que 1.25 cm, de 15 a 30 por ciento del agregado fino deberá ser más fino que el tamiz de 300 μ m (núm. 50), y el 5 a 10 por ciento deberá ser más fino que el tamiz de 150 μ m (núm. 100)^{4,114}. La deficiencia se puede remediar mediante la combinación con material muy fino tal como polvo de trituradora o ceniza volante. El agregado fino de roca triturada se puede hacer adecuado con una pequeña adición de arena redondeada.^{4,114} En la tabla 4.6. se muestran zonas de granulometría que la experiencia ha demostrado que son satisfactorias.

Las pruebas británicas^{4,9} han demostrado que, generalmente, el contenido volumétrico de cemento (a una densidad supuesta de 1,450 kg/m³) ha de ser al menos igual al contenido de vacíos del agregado, pero que con éste se puede incluir otro material muy fino diferente al cemento. El modelo del efecto de la relación entre el contenido de cemento y el contenido de vacíos sobre la bombeabilidad se muestra en la figura 4.22.^{4,50} Sin embargo, sólo es aceptable agregar que los cálculos teóricos no son muy útiles porque la forma de las partículas de agregado influye en el contenido de vacíos. Algunos datos experimentales se muestran en la figura 4.23: ellos indican que el límite superior de bombeabilidad se puede superar exitosamente con concreto muy rico.^{4,59}

Se puede señalar que una elevación súbita de presión causada por una restricción o por una reducción en el diámetro del tubo puede dar por resultado la segregación del agregado que se deja atrás a medida que la pasta de cemento se mueve superando el obstáculo.^{4,31}

La forma del agregado influye en las proporciones óptimas de la mezcla para la buena bombeabilidad, pero se puede

Tabla 4.6. Granulometrías recomendadas de agregados para concreto bombeado del ACI 304.2R-91^{4.114}

Tamaño		Porcentaje acumulado que pasa	
Métrico	ASTM	Tamaño máx. de 25 mm (1 pulg.)	Tamaño máx. de 20 mm (¾ pulg.)
25 mm	1 pulg.	100	-
20 mm	¾ pulg.	80-88	100
13 mm	½ pulg.	64-75	75-82
9.50 mm	¾ pulg.	55-70	61-72
4.75 mm	No. 4	40-58	40-58
2.36 mm	No. 8	28-47	28-47
1.18 mm	No. 16	18-35	18-35
600 µm	No. 30	12-25	12-25
300 µm	No. 50	7-14	7-14
150 µm	No. 100	3-8	3-8
75 µm	No. 200	0	0

utilizar agregado grueso tanto redondeado como angular; el último requiere un volumen más alto de mortero en la mezcla.^{4.114} Las arenas naturales son con frecuencia particularmente convenientes para bombeo a causa de su forma redondeada, y también porque su granulometría real es más continua que con agregado triturado en el que, dentro de

cada fracción de tamaño, hay menos variedad de tamaño. Por estas dos razones, el contenido de huecos es bajo.^{4.49} Por otro lado, con el uso de combinaciones de fracciones de tamaño de agregado triturado, se puede lograr un contenido de vacíos conveniente. No obstante, se requiere atención puesto que muchos finos triturados son deficientes en la fracción de tamaño de 300 a 600 µm (núms. 50 a 30 de ASTM) pero tienen exceso de material menor de 150 µm (núm. 100). Al emplear agregado grueso triturado, se deberá recordar que puede haber presencia de polvo triturado, y esto se debe tener en cuenta al considerar la granulometría del agregado fino. Generalmente, con agregado grueso triturado, el contenido de agregado fino se deberá aumentarse en aproximadamente 2 por ciento.^{4.51}

El concreto fluido se puede bombear pero se deberá usar una mezcla sobrecohesiva con un contenido de arena mayor.^{4.119}

Cualquier selección de mezcla de concreto que se va a bombear se debe sujetar a una prueba. Aunque se han empleado bombas de laboratorio para predecir la bombeabilidad del concreto,^{4.79} el comportamiento de cualquier mezcla dada se ha de evaluar en las condiciones reales de la obra, lo que incluye el equipo que se va a usar y la distancia a través de la cual se va a bombear el concreto.

Hay disponibles varias ayudas de bombeo^{4.67} para el propósito de mejorar la cohesión de la mezcla mediante el aumento de la viscosidad del agua y de la lubricación de las paredes del tubo. Las ayudas de bombeo se pensaron para ser usadas en adición, no como la selección, de proporciones adecuadas de mezcla. La inclusión de una cantidad limitada de aire, 5 o posiblemente 6 por ciento, es también útil.^{4.79} Sin embargo, el exceso de cantidad de aire disminui-

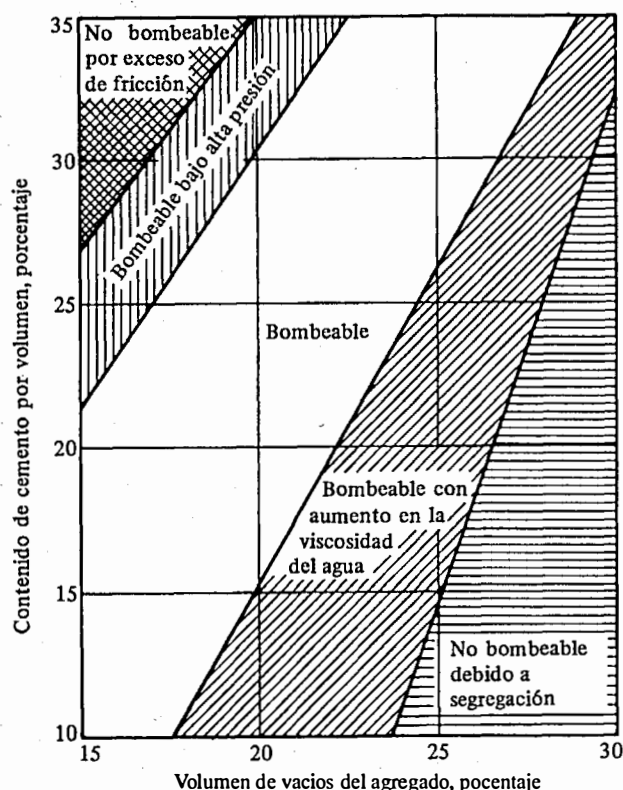


Figura 4.22. Bombeabilidad del concreto en relación con el contenido de cemento y el contenido de huecos en el agregado^{4.50}

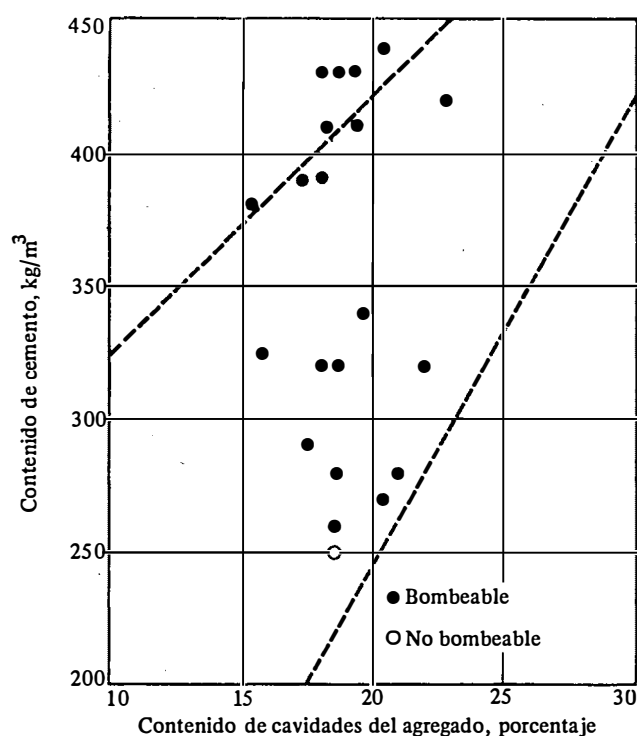


Figura 4.23. Límites en contenido de cemento con varios contenidos de huecos con respecto a la bombeabilidad del concreto^{4.59}

ría la eficiencia del bombeo a medida que el aire llegara a comprimirse.

El bombeo de concreto con agregado de peso ligero

En los primeros tiempos del desarrollo del bombeo, se tuvieron dificultades con el uso de agregado de peso ligero cuya superficie no está sellada. La razón de esto es que, bajo presión, el aire de los huecos del agregado se contrae, y el agua es obligada a entrar en los poros con el resultado de que la mezcla se vuelve demasiado seca.

Se encontró el remedio al premojar el agregado tanto grueso como fino, durante un período de dos a tres días o por una muy rápida saturación al vacío.^{4.114} Aunque el agua absorbida no forma parte del agua libre de la mezcla (véase la página 188), sí afecta las proporciones por masa de la dosificación. Se ha informado de bombeo vertical de concreto ligero hasta 320 metros.

El empleo de agregado saturado puede tener implicaciones para la resistencia del concreto a la congelación y descongelación, y puede ser necesario un período de varias semanas antes de la exposición.^{4.114} Sin embargo, a temperaturas muy bajas, no es adecuado confiar en el período de espera,

y puede ser necesario el uso de agregado con absorción muy baja, acoplado con el uso de un agente especial. Este agente, agregado a la mezcla, entra en los poros cerca de la superficie del agregado pero, cuando la hidratación inicial del cemento portland eleva el pH, aumenta la viscosidad del agente y forma una capa de alta viscosidad que impida la absorción de agua a causa de la presión de bombeo.^{4.82}

Concreto lanzado

Este es el nombre del mortero o el concreto conducido a través de una manguera y arrojado con aire comprimido a alta velocidad sobre una superficie de soporte. La fuerza del chorro que golpea en la superficie compacta el material de modo que se puede soportar por sí mismo sin combadura o desprendimiento, aun sobre una cara vertical o de techo. También se usan otros nombres para algunos tipos de concreto lanzado, p. ej., gunite, pero sólo el de concreto rociado es suficientemente general y es por cierto el término preferido en la terminología de la Unión Europea.

Las propiedades del concreto lanzado no son diferentes de las propiedades del mortero o concreto de proporciones similares colocado en forma convencional: es el método de colocación lo que da al concreto lanzado ventajas significativas en muchas aplicaciones. Al mismo tiempo se requiere

ren destreza y experiencia considerables en la aplicación del concreto lanzado de manera que su calidad depende, en sumo grado, de la habilidad de los operadores comprometidos, especialmente en el control de la colocación efectiva por medio de la boquilla.

Puesto que el concreto lanzado se arroja con aire comprimido sobre una superficie de soporte y luego se aglomera gradualmente, sólo se necesita un lado de cimbra o un sustrato. Esto representa economía, especialmente cuando se tiene en cuenta la ausencia de amarres para cimbra, etc. Por otro lado, el contenido de cemento del concreto lanzado es alto. También, el equipo necesario y el modo de colocación son más costosos que en el caso del concreto convencional. Por estas razones, el concreto lanzado se usa principalmente en ciertos tipos de construcción: secciones delgadas y ligeramente reforzadas tales como techos, especialmente placa de revestimiento o plegada, revestimiento de túneles y tanques presforzados. El concreto lanzado se utiliza también en reparación de concreto deteriorado, en estabilización de pendientes de rocas, en recubrimientos del acero para protegerlo del fuego, y como una delgada cubierta sobre concreto, mampostería o acero. Si el concreto lanzado se aplica a una superficie cubierta por agua corriente, se emplea un acelerador que produce fraguado relámpago, tal como sal sosa. Esto afecta adversamente la resistencia pero hace posible la reparación. Generalmente, el concreto lanzado se aplica en espesores hasta de 10 centímetros.

Existen dos procesos básicos con los cuales se aplica el concreto lanzado. En el *proceso de mezcla seca* (el cual es el más común de los dos, en muchas partes del mundo). El cemento y el agregado húmedo se mezclan íntimamente y se alimentan a una disparadora, pistola o cañón mecánico. La mezcla se transfiere luego por una rueda o distribuidor alimentador (a una velocidad conocida) dentro de una corriente de aire comprimido en una manguera, y se lleva hasta la boquilla de entrega. La boquilla está provista por dentro con un múltiple perforado a través del cual se introduce agua sometida a presión e íntimamente mezclada con los otros ingredientes. La mezcla se proyecta a alta velocidad sobre la superficie que se va a formar con el concreto lanzado.

La característica principal del proceso de mezcla húmeda es que todos los ingredientes, incluida el agua de mezclado, se mezclan unos con otros desde el principio. La mezcla se introduce luego en la cámara del equipo de lanzado y de allí se transporta con aire comprimido o por desplazamiento positivo. Se puede usar una bomba similar a la de la figura 4.21. Se inyecta aire comprimido (o en el caso de mezcla transportada en forma neumática, aire adicional) a la boqui-

lla, y el material se proyecta a alta velocidad sobre la superficie que se va a formar con el concreto lanzado.

Cualquiera de los procesos puede producir concreto lanzado excelente, pero el proceso de mezcla seca se adapta mejor al uso con agregado poroso de peso ligero y con aceleradores de fraguado relámpago, y también es capaz de mayores longitudes de entrega, además de operación intermitente.^{4,34} La consistencia de la mezcla se puede controlar directamente en la boquilla, y se pueden alcanzar fácilmente resistencias muy altas (hasta 50 MPa).^{4,34} Por otro lado, el proceso de mezcla húmeda da un mejor control de la cantidad de agua de mezclado (la cual se mide según el juicio del operador de la boquilla) y de cualquier aditivo utilizado. También conduce a que se produzca menos polvo y, posiblemente, menos rebote. El proceso es conveniente para operación en gran volumen.

A causa de la alta velocidad del chorro que golpea, no todo el concreto lanzado arrojado sobre la superficie permanece en su posición: algo de material rebota. Éste está compuesto de las partículas más gruesas de la mezcla, de manera que el concreto lanzado in situ este más rico de lo que se esperaría a partir de las proporciones de mezcla con que se dosificó. Esto puede llevar a un ligero aumento de la contracción. El rebote es más grande en las capas iniciales y se vuelve menor a medida que el colchón plástico de concreto lanzado se aglomera. Los porcentajes típicos de material rebotado son:^{4,34}

	Para mezcla seca	Para mezcla húmeda
en pisos y losas	5 a 15	0 a 5
en superficies con pendiente o verticales	15 a 30	5 a 10
en plafones	25 a 50	10 a 20

La importancia del rebote no reside tanto en el desperdicio de material como en el peligro de acumulación de partículas rebotadas en una posición en donde llegarán a incorporarse en las capas subsecuentes del concreto lanzado. Esto puede ocurrir si el rebote se acumula en esquinas interiores, en la base de muros, detrás del refuerzo o de tubos ahogados, o en superficies en la base de muros, detrás de refuerzo o de tubos ahogados, o en superficies horizontales. Por lo tanto, es necesario tener gran cuidado en la colocación del concreto lanzado y es inconveniente el uso de refuerzo grande. Éste último también entraña el riesgo de cavidades sin llenar detrás del obstáculo frente al chorro.

El concreto lanzado arrojado ha de tener una consistencia relativamente seca para que el material pueda soportarse a sí mismo en cualquier posición; al mismo tiempo, la mezcla ha de ser lo bastante húmeda para obtener la compactación

sin rebote excesivo. La variación usual de relaciones agua/cemento es de 0.30 a 0.50 para concreto lanzado de mezcla seca y de 0.40 a 0.55 para la mezcla húmeda.^{4.34} Las granulometrías de agregado recomendadas se dan en la tabla 4.7. El curado del concreto lanzado es particularmente importante porque la relación de superficie/volumen grande puede conducir al secado rápido. La práctica recomendada está en el ACI 506R-90.^{4.34}

El concreto lanzado exhibe durabilidad comparable con el concreto ordinario. La única reserva atañe a la resistencia a la congelación y descongelación, especialmente en agua salada.^{4.91} La inclusión de aire en el concreto lanzado es posible usando el proceso húmedo, pero lograr un factor de espaciamiento de burbujas adecuadamente bajo (véase la página 382) presenta algunas dificultades.^{4.94} Sin embargo, la adición de humo de sílice (7 a 11 por ciento por peso de cemento) conduce a una resistencia adecuada a la congelación y deshielo.^{4.95} Más generalmente, se ha encontrado que la adición de humo de sílice en proporción de 10 a 15 por ciento del cemento por masa mejora la cohesión y adhesión del concreto lanzado; el rebote se reduce.^{4.32} Tal concreto lanzado se puede poner en servicio a una edad temprana.^{4.96} Para una puesta muy rápida en servicio, el concreto lanzado de proceso seco se puede hacer empleando cemento de fraguado regulado.^{4.92} La durabilidad de tal concreto lanzado es buena.

Concreto bajo el agua

La colocación de concreto bajo el agua presenta algunos problemas especiales. El primero de todos, el arrastre del

concreto por el agua, se debe evitar, de manera que la colocación deberá efectuarse mediante la descarga en tubo de acero sumergido en el concreto ya colocado, pero todavía móvil. El tubo, conocido como tremie, tiene que permanecer lleno desde el principio hasta el fin de la operación de colocación del concreto. De algún modo la colocación del concreto con este tubo es similar al bombeado, pero el flujo del concreto ocurre sólo con la fuerza de la gravedad. Se han efectuado colocaciones hasta profundidades de 250 metros.

La descarga continua del concreto lo hace fluir lateralmente, y es esencial, por lo tanto, que la mezcla de concreto tenga características de flujo apropiadas. Además, estas características no se pueden observar directamente. Es necesario un revenimiento de 15 a 25 cm, lo que depende de la presencia de los elementos ahogados. Los aditivos contra arrastre son efectivos:^{4.100} ellos hacen que el concreto fluya cuando se bombea o se mueve, pero cuando está en reposo, su viscosidad es alta.^{4.98}

Tradicionalmente se han recomendado las mezclas relativamente ricas, que contienen al menos 360 kg/m³ de material cementante con aproximadamente 15 por ciento de puzolanas incluidas para mejorar la fluidez del concreto.^{4.76} Sin embargo, Gerwick y Holland^{4.100} señalaron que, en colados grandes bajo el agua, las temperaturas internas cerca del centro del concreto pueden alcanzar de 70 a 95 °C y, en el enfriamiento subsecuente, se pueden desarrollar grietas. Si el concreto no está reforzado, las grietas pueden ser muy anchas. Por esta razón, Gerwick y Holland^{4.100} sugieren el empleo de cementos mezclados que contienen alrededor de 16 por ciento de cemento portland, 78 por ciento de escoria de alto horno molida gruesa y 6 por ciento de humo de sílice. El concreto se enfría previamente hasta 4 °C, antes de la descarga dentro del tubo (tremie). Se usa comúnmente una relación agua/cemento de 0.40 a 0.45.

La colocación de concreto bajo el agua es una operación delicada, la cual, si se lleva a cabo incorrectamente, puede tener consecuencias serias inadvertidas; es necesario el empleo de personal con experiencia.

Concreto con agregado precolado

Este tipo de concreto se produce en dos etapas. En la primera operación, el agregado grueso graduado uniformemente se coloca en las cimbras; tanto el agregado redondeado como el triturado son convenientes. En áreas altamente reforzadas, se deberá emplear compactación. El volumen de agregado grueso representa casi 65 a 70 por ciento del volumen total del concreto que se va a fabricar. Los huecos restantes se rellenan con mortero en la segunda etapa.

Tabla 4.7 Granulometrías recomendadas de agregados para concreto lanzado

Tamaño de tamiz		Porcentaje acumulado que pasa		
Métrico	ASTM	Granulometría		
		No. 1	No. 2	No. 3
19 mm	3/4	—	—	100
1 mm	1/2	—	100	80-95
210 mm	1/8	100	90-100	70-90
4.75 mm	No. 4	95-100	70-85	50-70
2.40 mm	No. 8	80-100	50-70	35-55
1.20 mm	No. 16	50-85	35-55	20-40
600 µm	No. 30	25-60	20-35	10-30
300 µm	No. 50	10-30	8-20	5-17
150 µm	No. 100	2-10	2-10	2-10

Tabla 4.8. Granulometrías típicas de agregado grueso para concreto con agregado precolocado^{4,75}

Tamaño de tamiz	mm	38	25	19	13	10
	pulg.	1½	1	¾	½	⅜
Porcentaje acumulado que pasa		95-100	40-80	20-45	0-10	0-2

Es claro que el agregado del concreto resultante es del tipo escalonado. En las tablas 4.8 y 4.9 se muestran ejemplos de graduaciones típicas de agregados gruesos y finos, respectivamente. El empaquetado óptimo de las partículas de agregado conduce a grandes ventajas teóricas, pero que no necesariamente se alcanzan en la práctica.

El agregado grueso debe estar libre de suciedad y de polvo porque, si éstos no se removieran al mezclar, deteriorarían la adherencia. El lavado con abundante agua en el lugar podría causar una acumulación de polvo en la parte inferior del material colado que se convertiría en una zona de debilidad. El agregado debe estar saturado y de preferencia levemente inundado.

La segunda operación consiste en el bombeo a presión del mortero a través de tubos perforados, típicamente de 35 mm de diámetro y espaciados a 2 m entre centros, comenzando desde el fondo de la masa, siendo los tubos retirados gradualmente. Es posible el bombeo a larga distancia. El comité ACI 304.1R-92^{4,75} describe varias técnicas de colocación de mortero.

Un mortero típico está compuesto de una mezcla de cemento portland y puzolana en una relación entre 2.5:1 y 3.5:1, por masa. Este material cementante se mezcla con arena en una relación entre 1:1 y 1:1.5, a una relación agua/cemento de 0.42 a 0.50. Se agrega un aditivo de intrusión para mejorar la fluidez del mortero y para sostener los constituyentes sólidos en suspensión. El aditivo de intrusión también retarda algo el endurecimiento del mortero y contiene una cantidad pequeña de polvo de aluminio, el cual causa una expansión ligera antes de que ocurra el fraguado. Las resistencias de casi 40 MPa son usuales, pero también son posibles resistencias más altas.^{4,75}

El concreto con agregado precolado se puede emplear en lugares no accesibles fácilmente, mediante técnicas ordinarias del colado de concreto; también se puede colar en secciones que contienen un gran número de elementos ahogados que se tienen que fijar en forma precisa, esto sur-

ge, por ejemplo, en escudos nucleares. Igualmente, porque los agregados gruesos y finos se colocan separadamente, se elimina el peligro de segregación de agregado grueso pesado, especialmente de agregado de acero, utilizado en escudos nucleares. En este caso, no se deberá usar puzolana porque reduce la densidad del concreto y fija menos agua.^{4,63} Debido a la segregación reducida, el concreto con agregado precolado es también favorable para la construcción bajo el agua.

La contracción por secado del concreto de agregado precolado es menor que la del concreto ordinario, usualmente 200×10^{-6} a 400×10^{-6} . La disminución de contracción se debe al contacto punto a punto de las partículas de agregado grueso, sin la separación en la pasta de cemento como en el concreto ordinario. Este contacto restringe la cantidad de contracción que se puede alcanzar realmente, pero en ocasiones se puede desarrollar agrietamiento por contracción.^{4,53} A causa de la contracción reducida, el concreto con agregado precolado es conveniente para la construcción de estructuras que retienen agua y monolíticas de gran tamaño, y para trabajo de reparación. La baja permeabilidad del concreto con agregado precolado le da una alta resistencia a la congelación y deshielo.

El concreto con agregado precolado se puede usar en construcción masiva cuando se ha de controlar la elevación de temperaturas: el enfriamiento se puede realizar mediante la circulación de agua refrigerada alrededor del agregado, enfriándolo; el agua es desplazada más tarde por el mortero que sube. En el otro extremo, en clima frío, cuando se teme daño por heladas se puede hacer circular vapor de agua para precalentar el agregado.

El concreto con agregado precolado se usa también para proporcionar un acabado de agregado expuesto: se colocan agregados especiales contra las superficies, y llegan a estar subsecuentemente expuestos por medio de chorro de arena o por lavado ácido.

Tabla 4.9. Granulometría típica de agregado fino para concreto con agregado precolocado^{4,75}

Tamaño de tamiz	Métrico	2.36 mm	1.18 mm	600 µm	300 µm	150 µm	75 µm
	ASTM	8	16	30	50	100	200
Porcentaje acumulado que pasa		100	95-100	55-80	30-55	10-30	0-10

El concreto con agregado precolocado parece tener así muchas características útiles pero, a causa de numerosas dificultades prácticas, se necesita contar con destreza y experiencia considerables en la aplicación del proceso para obtener buenos resultados.

Vibrado del concreto

El propósito de la compactación del concreto, conocida como compactación, es alcanzar la densidad más alta posible del concreto. El medio más antiguo de realizar esto es por apisonamiento o picándolo, pero hoy día esta técnica se usara vez. El método usual de compactación es por vibración.

Cuando el concreto se acaba de colocar en la cimbra, las burbujas de aire pueden ocupar entre 5 por ciento (en una mezcla de trabajabilidad alta) y 20 por ciento (en un concreto de revenimiento bajo) del volumen total. La vibración tiene el efecto de hacer fluido el mortero de la mezcla, de modo que la fricción interna se reduce y ocurre el empaquetamiento del agregado grueso.

Para lograr una configuración cerrada de partículas de agregado grueso es muy importante la forma de las partículas (véase la página 79). La vibración continua expulsa casi todo el aire atrapado, pero la ausencia total de aire atrapado no es normalmente alcanzable.

La vibración se debe aplicar uniformemente a toda la masa de concreto ya que de otra manera algunas partes de la misma no se compactarían adecuadamente, mientras que otras se podrían segregar a causa de vibración excesiva. Sin embargo, con una mezcla suficientemente rígida y de buena granulometría, se pueden eliminar ampliamente los efectos dañinos de una vibración excesiva. Diferentes vibradores requieren diferente consistencia de concreto para una compactación eficiente, de manera que la consistencia del concreto y las características del vibrador disponible se tienen que equilibrar. Vale la pena observar que el concreto fluido, aunque puede ser de autonivelable, no alcanza la compactación completa solo por la gravedad. Sin embargo, la duración necesaria de la aplicación de vibración se puede reducir en casi la mitad, en comparación con el concreto ordinario.^{4,47}

Mass,^{4,72} y también el comité ACI Guide 309R-87,^{4,73} dan orientaciones prácticas adecuadas sobre compactación del concreto.

Vibradores internos

De los varios tipos de vibradores, estos son los más comu-

nes. Consisten esencialmente en una cabeza, que aloja un eje excéntrico accionado a través de una transmisión flexible a partir de un motor. La cabeza se sumerge en el concreto y así le aplica fuerzas aproximadamente armónicas; de ahí los nombres alternos de cabeza *vibrador* o *vibrador de inmersión*.

La frecuencia de vibración de un vibrador sumergido en concreto varía hasta 12,000 ciclos de vibración por minuto: 3,500 y 5,000 se ha sugerido como un mínimo deseable, con una aceleración de no menos de 4g pero, más recientemente, se ha encontrado favorable la de 4,000 a 7,000 ciclos.

El vibrador se cambia fácilmente de un lugar a otro, y se aplica en 0.5 a 1 m entre centros durante 5 a 30 segundos, lo que depende de la consistencia de la mezcla pero, con algunas mezclas, se pueden requerir hasta 2 minutos. La relación entre el radio de acción de un vibrador de inmersión y la frecuencia y amplitud de vibración se estudia en el ACI 309.1R-93.^{4,74}

La terminación real de la compactación se puede juzgar por la apariencia de la superficie de concreto, que no deberá ser alveolar ni contener un exceso de mortero. Se recomienda^{4,17} el retiro gradual del vibrador a razón de 8 cm/seg para que el agujero que deja el vibrador se cierre plenamente sin dejar aire atrapado. El vibrador se deberá sumergir toda la profundidad del concreto que se acaba de depositar y dentro de la capa inferior si ésta está todavía plástica o se puede traer otra vez a una condición plástica. De esta manera, se puede evitar un plano débil en la unión de las dos capas y se obtiene un concreto monolítico. En un colado mayor de 0.5 m, el vibrador puede no ser totalmente efectivo en expulsar aire de la parte inferior de la capa. Un vibrador de inmersión no va a expeler aire por el límite de la cimbra, así que es necesario el "picado" a lo largo de la cimbra por medio de una placa plana en la orilla. El uso de forros absorbentes para la cimbra es útil en este respecto.

Los vibradores internos son comparativamente eficientes porque todo el trabajo se hace directamente en el concreto, a diferencia de otros tipos de vibradores. Los vibradores se hacen en tamaños hasta de 2 cm de diámetro, así que se pueden usar en secciones reforzadas y relativamente inaccesibles. El ACI Guide 309R-87^{4,73} da información útil sobre vibradores internos y sobre la selección de los tipos apropiados. En algunos países están disponibles los vibradores internos operados con dispositivo electrónico, eléctrico o mecánico completamente autocontrolado (conocido como "robot").

Vibradores externos

Este tipo de vibrador se afianza rigidamente a la cimbra que descansa sobre un soporte elástico, de manera que tanto la cimbra como el concreto se sujetan a vibración. Como resultado, una proporción, considerable del trabajo realizado se emplea en hacer vibrar la cimbra, la cual ha de ser fuerte y firme para impedir deformación y el escape de lechada.

El principio de un vibrador externo es el mismo que el de un vibrador interno, pero la frecuencia es usualmente entre 3,000 y 6,000 ciclos de vibración por minuto, aunque algunos vibradores alcanzan 9,000 ciclos por minuto. Los datos de los fabricantes se tienen que inspeccionar cuidadosamente, ya que algunas veces se cita el número de "impulsos" y un impulso es la mitad de un ciclo. El Bureau of Reclamation ^{4.7} recomienda al menos 8,000 ciclos. La demanda de potencia varía entre 80 y 1,100 W.

Los vibradores externos se usan para secciones prefabricadas o in situ para secciones delgadas de forma y espesor tales que no se puede usar convenientemente un vibrador interno. Estos vibradores son efectivos para secciones de concreto hasta de 60 cm de espesor. ^{4.73}

Quando se emplea un vibrador externo, el concreto se ha de colocar en capas de profundidad conveniente ya que el aire no se puede expeler a través de un espesor de concreto demasiado grande. Puede ser necesario cambiar la posición del vibrador, a medida que progresa la colocación del concreto si la altura es mayor de 75 cm ^{4.73}

Se pueden utilizar vibradores externos portátiles no afianzados en las secciones que no son accesibles de otra manera, pero el rango de compactación de este tipo de vibrador es muy limitada. Un vibrador de este tipo es un martillo eléctrico, usado algunas veces para compactación de especímenes de prueba de concreto.

Mesas vibratorias

Está se puede considerar un caso de cimbra afianzada al vibrador, en lugar de toda la cimbra, pero el principio de vibrar el concreto y la cimbra juntos no se altera.

La fuente de vibración, es también, similar. Generalmente, una masa excéntrica que gira rápidamente hace que la mesa vibre con un movimiento circular. Con dos ejes que giran en direcciones opuestas, la componente horizontal de vibración se puede neutralizar para que la mesa se sujete a un movimiento armónico simple sólo en la dirección vertical. Existen también algunas pequeñas mesas vibratorias de buena calidad operadas por un electroimán alimentado con corriente alterna. El rango de frecuencias usadas varía entre

50 y casi 120 Hz. Es conveniente una aceleración de casi 4 a 7g. ^{4.17} Se cree que una aceleración de 1.5 g y una amplitud de 40 mm son las mínimas necesarias para compactación, ^{4.18} pero con estos valores puede ser necesario un largo período de vibración. Para movimiento armónico simple la amplitud, a , y la frecuencia, f , están relacionadas por la ecuación:

$$\text{aceleración} = a (2\pi f)^2$$

Quando se van a vibrar secciones de concreto de tamaños diferentes, y en uso de laboratorio, se deberá utilizar una mesa con una amplitud variable. La frecuencia variable de la vibración es una ventaja adicional.

En la práctica, la frecuencia raramente se puede variar durante la compactación real, pero, al menos teóricamente, existen ventajas considerables en aumentar la frecuencia y disminuir la amplitud a medida que progresa la compactación. La razón para esto se apoya en el hecho de que, inicialmente, las partículas de la mezcla están muy separados y el movimiento inducido tiene que ser de magnitud correspondiente.

Por otro lado, una vez que ha ocurrido compactación parcial, el uso de una frecuencia más alta permite un mayor cantidad de movimiento de ajuste en un tiempo dado; una amplitud reducida significa que el movimiento no es demasiado grande para el espacio disponible. La vibración a una amplitud demasiado grande con relación a la distancia entre partículas da por resultado la mezcla que está en un estado constante de flujo, de modo que nunca se realiza la compactación. Bresson y Brusin ^{4.71} descubrieron que hay una cantidad óptima de energía de vibración para cada mezcla, y varias combinaciones de frecuencia y aceleración serán satisfactorias. Sin embargo, no es posible una predicción del óptimo en función de parámetros de mezcla.

Una mesa vibratoria proporciona un medio seguro de compactación de concreto prefabricado y tiene la ventaja de ofrecer tratamiento uniforme.

Una variante de la mesa vibratoria es una *mesa de impacto* utilizada algunas veces en la producción de concreto prefabricado. El principio de este proceso de compactación es bastante diferente de la vibración de alta frecuencia estudiada antes: en una mesa de impacto, se imparten violentos impactos verticales a razón de casi 2 a 4 por segundo. Los impactos se producen por una caída vertical de 3 a 13 mm, la cual se realiza por medio de levass. El concreto se coloca dentro de la cimbra en capas de poca profundidad mientras progresa el tratamiento de impactos: se ha informado de resultados extremadamente buenos, pero el proceso es un poco especializado y no se utiliza ampliamente.

Otros vibradores

Para propósitos especiales, se han desarrollado varios tipos de vibradores pero sólo se hará una mención breve de ellos.

Un vibrador superficial aplica vibración a través de una placa plana directamente sobre la superficie superior del concreto. De esta manera, el concreto está restringido en todas direcciones, por lo que la tendencia a segregar está limitada; por esta razón, se puede usar una vibración más intensa.

Un martillo eléctrico se puede utilizar como vibrador superficial cuando es provisto de una placa que tiene un área plana grande, digamos de 10 por 10 cm; una de las aplicaciones principales es en la compactación de cubos de prueba.

Se emplea un rodillo vibratorio para consolidar losas delgadas. Para construcción de caminos, se dispone de varias enrasadoras y acabadoras; éstas se analizan en el ACI 309R-87.^{4.73} Una pulidora o enrasadora mecánica se emplea principalmente en pisos granolíticos para adherir la capa granolítica al cuerpo principal del concreto, y es más una ayuda en acabado que un medio de compactación.

Revibración

Es usual vibrar el concreto inmediatamente después de colocarlo de manera que la compactación se termina generalmente antes de que el concreto se haya endurecido. Todas las secciones precedentes se refieren a este tipo de vibración.

Se ha mencionado, sin embargo, que, para asegurar buena adherencia entre colados, se deberá revibrar la parte superior del colado subyacente, siempre que el colado inferior pueda todavía recuperar un estado plástico; las grietas de asentamiento y los efectos internos de sangrado pueden así eliminarse.

Esta aplicación acertada de vibración hace surgir la pregunta de si la revibración se puede emplear de manera más ge-

neral. Sobre la base de resultados experimentales, parece que el concreto se puede revibrar acertadamente hasta alrededor de cuatro horas a partir del tiempo del mezclado,^{4.19} siempre que el vibrador se sumerja por su propio peso dentro del concreto.^{4.72} Se ha encontrado que la revibración a una hora y hasta dos horas después de la colocación da por resultado un aumento en la resistencia de compresión a los 28 días, como se muestra en la figura 4.24. La comparación se ha hecho sobre la base del mismo período total de vibración, ya sea que ésta se haya aplicado inmediatamente después o en parte en seguida, y en parte en un tiempo especificado posterior. Se ha informado de un aumento en resistencia de aproximadamente 14 por ciento,^{4.19} pero los valores reales dependerían de la trabajabilidad de la mezcla y de pormenores del procedimiento: otros investigadores han hallado aumentos de 3 a 9 por ciento.^{4.80} En general, el aumento de resistencia es más pronunciado a edades tempranas y es mayor en concretos expuestos a sangrado alto,^{4.20} porque el agua atrapada es expulsada con revibración. Por la misma razón, la revibración perfecciona la impermeabilidad en forma importante,^{4.72} y también la adherencia entre concreto y refuerzo cerca de la superficie superior del concreto a medida que se expulsa el agua de sangrado. Es posible también que algo del mejoramiento en resistencia se deba a una liberación de los esfuerzos de contracción plástica alrededor de las partículas de agregado.

A pesar de estas ventajas, la revibración no se usa ampliamente en cuanto implica un paso adicional en la producción de concreto, y por tanto, un aumento en el costo; también, si se aplica demasiado tarde, puede dañar el concreto.

Concreto con deshidratación al vacío

Una solución al problema de combinar una trabajabilidad suficientemente alta con una mínima relación agua/cemento es la que ofrece la deshidratación al vacío del concreto acabado de colocar.

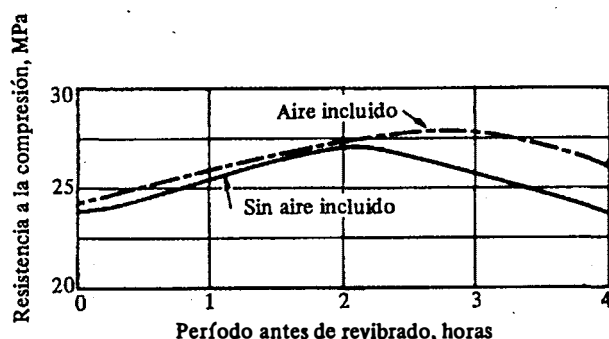
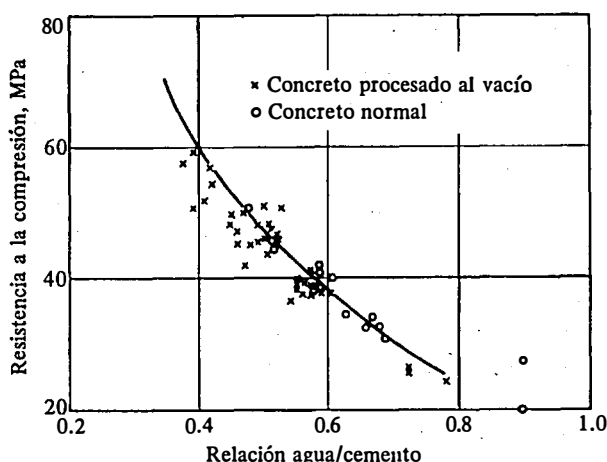


Figura 4.24. Relación entre la resistencia a la compresión a los 28 días y el tiempo de revibración.^{4.19}

Figura 4.25. Correspondencia entre la resistencia del concreto y la relación calculada agua/cemento después de deshidratación al vacío^{4,55}



Se puede describir brevemente el proceso como sigue. Una mezcla con trabajabilidad media se coloca en las cimbras de la manera usual. Puesto que el concreto fresco contiene un sistema continuo de canales llenos de agua, la aplicación de vacío a la superficie del concreto da por resultado la extracción de una cantidad grande de agua desde cierta profundidad del concreto. En otras palabras, la que se podría denominar "agua de trabajabilidad" es removida cuando ya no se necesita. Se puede observar que se remueven burbujas de aire sólo de la superficie, ya que ellas no forman un sistema continuo.

Así, se reduce la relación final agua/cemento antes de que el concreto fragüe y, puesto que esta relación controla ampliamente la resistencia, el concreto con deshidratación al vacío tiene una resistencia más alta y también una densidad más alta, una permeabilidad inferior, y una durabilidad mayor, además de una resistencia más alta a la abrasión de la que se obtendría de otro modo. No obstante, algo del agua extraída deja huecos, así que la ventaja teórica esperada de la remoción de agua no se puede alcanzar en la práctica.^{4,54} De hecho, el aumento de resistencia con tratamiento al vacío es proporcional a la cantidad de agua removida hasta un valor crítico más allá del cual no hay aumento significativo, así que no es útil el tratamiento al vacío prolongado. El valor crítico depende del espesor del concreto y de las proporciones de la mezcla.^{4,55} Sin embargo, la resistencia del concreto deshidratado al vacío sigue casi la dependencia usual en la relación final agua/cemento, como se muestra en la figura 4.25.

El vacío se aplica a través de esteras porosas conectadas a una bomba de vacío. Las esteras se colocan sobre colchones filtrantes de finos que impiden la remoción de cemento junto con el agua. Las esteras se pueden colocar sobre la parte superior del concreto inmediatamente después del enrasado y también se pueden incorporar en las caras interiores de cimbras verticales.

El vacío es creado por una bomba de vacío; cuya capacidad está regida por el perímetro de la estera, y no por su área. La magnitud del vacío aplicado es usualmente de alrededor de 0.08 MPa. Este vacío reduce el contenido de agua hasta 20 por ciento. La reducción es mayor cuando es más cercana a la estera y es usual suponer que la succión sea plenamente efectiva sólo hasta una profundidad de 10 a 15 cm. La extracción del agua produce asentamiento del concreto de casi 3 por ciento de la profundidad sobre la que actúa la succión. La rapidez de extracción de agua declina con el tiempo, y se ha encontrado que el procesamiento durante 15 a 25 minutos es usualmente lo más económico. Ocurre poca reducción del contenido de agua después de 30 minutos.

Hablando estrictamente, no ocurre succión de agua durante la deshidratación al vacío, sino que, simplemente, una caída de presión abajo de la atmosférica se comunica al fluido intersticial del concreto fresco. Esto significaría que está ocurriendo compactación por presión atmosférica. Así, la cantidad de agua removida sería igual a la contracción del volumen total del concreto y no se produciría ninguna oquedad. Sin embargo, en la práctica, se forman algunas oquedades, y se ha encontrado que, para la misma relación agua/cemento final, el concreto ordinario tiene una resistencia algo más alta que el concreto con deshidratación al vacío. Esto es discernible en la figura 4.25.

Se puede prevenir la formación de oquedades si, además de la deshidratación al vacío, se aplica vibración intermitente; en esas circunstancias, se realiza un grado de compactación adecuado, y se puede casi duplicar la cantidad de agua extraída. En las pruebas por Garnett,^{4,21} se obtuvieron buenos resultados con deshidratación al vacío durante 20 minutos acompañada por vibración entre los minutos 4o. y 8o, y nuevamente entre los minutos 14avo. y 18avo.

La deshidratación al vacío se puede emplear para una serie bastante amplia de relaciones de agregado/cemento y de

granulometrías de agregado, pero una granulometría gruesa rinde más agua que una fina. Además, en el procesamiento se remueve algo del material fino, y los materiales finos tales como puzolanas no se deberán incorporar a la mezcla. Se ha recomendado el uso de un contenido de cemento que no exceda de 350 kg/m^3 y de aditivos reductores de agua para que el revenimiento no exceda de 12 cm.^{4,109}

El concreto con deshidratación al vacío se endurece muy rápidamente, así que la cimbra se puede remover dentro de los 30 minutos, aproximadamente, después del colado, aun en columnas de 4.5 m de alto. Esto es de un valor económico considerable, particularmente en una planta de concreto prefabricado, ya que las cimbras se pueden volver a utilizar a intervalos frecuentes. Es esencial el curado normal.

La superficie del concreto con deshidratación al vacío está enteramente libre de depresiones, y la capa superior de 1 mm es altamente resistente a la abrasión. Estas características tienen importancia especial para el concreto que va a estar en contacto con agua que fluye a alta velocidad. Otra característica útil del concreto con deshidratación al vacío es que se adhiere bien al concreto antiguo y puede, por tanto, ser usado para obtener una nueva superficie en losas de caminos y en otros trabajos de reparación. El tratamiento al vacío parece así ser un proceso valioso, que se usa en algunos países, especialmente para losas y pisos.^{4,54}

Cimbra permeable

Un adelanto reciente, similar de alguna manera al concepto de deshidratación al vacío, es el uso de cimbra permeable. Aquí, la cimbra para superficies verticales consiste en un tejido de polipropileno fijo a la madera laminada de respaldo, la cual contiene agujeros de drenaje. Así, la cimbra actúa como un filtro a través del cual se escapan el aire y el agua de sangrado, pero el cemento, en su mayor parte, es retenido en el cuerpo del concreto, aunque sea llevado hacia la cimbra. Se ha informado,^{4,93} de un aumento local en contenido de cemento de 20 a 70 kg/m^3 .

Además de reducir la presión de la cimbra, la cimbra permeable rebaja la relación agua/cemento en la zona superficial, hasta una profundidad de 20 mm; la reducción varía progresivamente desde 0.15 cerca de la cimbra hasta una cantidad insignificante a una profundidad de 2 cm.^{4,99} El efecto de la gran reducción de la relación agua/cemento es la reducción de la absorción superficial y la permeabilidad al agua de la zona exterior del concreto, lo cual es muchas veces crítica desde el punto de vista de la durabilidad.

Sin embargo, se deberá observar que 2 cm es menos que el recubrimiento del refuerzo según condiciones exigentes de

exposición. La dureza del concreto también aumenta; esto mejora su resistencia a la cavitación y la erosión.

Debido a que mucha del agua de mezclado excedente se escapa en la dirección horizontal, se reduce la cantidad de agua de sangrado de la superficie superior. Esto permite el acabado más temprano de la superficie, pero, cuando las condiciones del ambiente conducen al secado rápido, la ausencia de sangrado puede derivar en agrietamiento por contracción plástica. Es preciso tomar las medidas apropiadas.

La superficie producida por cimbra permeable está libre de rayas de sangrado y de marcas de huecos de aire atrapado, lo cual enaltece la apariencia de las superficies expuestas. Aunque el curado húmedo que sigue a la remoción de la cimbra es deseable, su ausencia es menos dañina que en el caso de utilizar cimbra impermeable usual.

Análisis del concreto fresco

Al considerar los ingredientes de una mezcla de concreto, hemos supuesto hasta ahora que las proporciones reales corresponden a las especificadas. Las plantas dosificadoras modernas proporcionan un registro de materiales de cada dosificación, pero esto no incluye pormenores sobre granulometría de agregados ni información suficiente sobre el contenido de humedad del agregado (véase la página 90). Además, si en todos los casos se pudiera confiar totalmente en el registro de dosificación, habría poca necesidad de pruebas de resistencia para el concreto endurecido. Sin embargo, en la práctica, equivocaciones, errores, y hasta acciones deliberadas pueden conducir a proporciones incorrectas de la mezcla, y es a veces útil determinar la composición del concreto en una etapa temprana; los dos valores de mayor interés son el contenido de cemento y la relación agua/cemento. El procedimiento para determinar estos valores es conocido como análisis del concreto fresco.

Varios métodos de prueba se hallan disponibles, pero todos tienen limitaciones serias para su empleo en la obra. En la norma ASTM C-1078-87 (reaprobada en 1992) se prescribe un método químico, basado en la concentración de iones de calcio. Este método se puede usar en conjunción con los métodos de la ASTM 1079-87 (reaprobada en 1992), que da los procedimientos químicos para la determinación del contenido de agua libre. Si Ambos métodos se usan juntos, se puede obtener una estimación de la relación agua/cemento de la mezcla. Los métodos de la ASTM requieren equipo y destrezas del operador que pueden ser superiores a los que se encuentran usualmente en el laboratorio.

El U.S. Army^{4,77} utiliza una prueba que cuenta con titración de cloruro para determinar el contenido de agua y con titra-

ción de calcio para el contenido de cemento. La prueba se puede efectuar en el campo y toma no más de un cuarto de hora. Sin embargo, la parte fina [(menor que el tamiz de 150µm (núm.100)] del agregado calcáreo no se puede distinguir del cemento.

Un método británico, que cuenta esencialmente con el principio de flotación, estaba cubierto por la norma BS 1881:Parte 2:1970, pero esta norma fue retirada en 1983. El uso del principio de flotación para determinar la relación agua/cemento de una mezcla fue también empleado por Naik y Ramme,^{4.86} pero requiere el conocimiento de la relación agregado/cemento de la mezcla, la cual bien puede bien ser incierta o no confiable.

También se ha desarrollado un método de filtro a presión en el cual el material más pequeño que el tamiz de 150 µm (núm.100) se separa bien por filtración y prensado seco,^{4.36} la masa de cemento se toma como la masa de esta fracción corregida en cuanto al agregado más fino que el tamiz 150µm (núm. 100) en el material según se ha dosificado. Esto es una probable fuente de error. También se ha desarrollado la separación de cemento por flotación.^{4.81}

Una solución totalmente diferente en la determinación del contenido de cemento del concreto fresco se basa en la separación del cemento utilizando un líquido pesado y una centrifugadora.^{4.38} Esto no ha sido muy certero, especialmente cuando las partículas de agregado más finas tienen un peso específico más bajo que el del cemento.

También se puede utilizar la llamada "máquina de análisis rápido" para determinar el contenido de cemento en el concreto fresco. Una muestra de concreto de 8 ± 1 kg se pone dentro de una columna de elutriación y se eleva el material más pequeño que el tamiz de 600 µm (núm. 30 de ASTM). Una parte de esta lechada se sujeta a vibración sobre un tamiz de 150 µm (núm. 100), y luego se flocula y se transfiere dentro de un recipiente de volumen constante. Esto se pesa y, utilizando una gráfica de calibración, se determina el contenido de cemento de la muestra. Se tiene que hacer una corrección en cuanto a partículas de agregado menores que el tamiz de 150 µm (núm. 100). La calibración se tiene que efectuar por cada juego de materiales empleados. El uso de tal calibración implica ciertas suposiciones acerca del contenido de limo de la mezcla, y esto puede no ser válido.

Existe, por lo tanto, cierto argumento acerca de la variabilidad de la prueba. Cooper y Barber^{4.57} encontraron que la desviación normal del contenido de cemento es equivalente a casi 22 kg/m³ de concreto, de los cuales unos 13 kg/m³ se deben a variaciones en la muestra, y 15 kg/m³ a variaciones en la máquina. Así, para una mezcla con un contenido de cemento de 370 kg/m³, los límites de confianza de 95

por ciento serían ± 43 kg/m³. El empleo de submuestras duplicadas reduciría la variabilidad pero, de acuerdo con Cooper y Barber,^{4.57} la exactitud de la prueba es insatisfactoria por cuanto el contenido de cemento es subestimado, típicamente en 26 kg/m³. Otras pruebas^{4.84} han demostrado que la "máquina de análisis rápido" da valores de contenido de cemento con una repetibilidad de 20 kg/m³ y una reproducibilidad de 36 kg/m³. Esto se deberá considerar contra requisitos de especificaciones con respecto al contenido de cemento; por ejemplo, la norma BS 5328: Parte 41:990, requiere el contenido de cemento para cumplir con el valor especificado dentro de: ± 5 por ciento.

Se ha informado^{4.85} que la exactitud de la "máquina de análisis rápido" no es mayor que la exactitud de la prueba de la norma BS 1881: Parte 2:1970, la cual fue retirada en 1983, de modo que el grado de exactitud de la "máquina de análisis rápido" es algo decepcionante. Esta puede ser la razón de que la prueba que utiliza la máquina de análisis rápido no se haya llegado a normalizar y no se use ampliamente.

En lo que corresponde a la determinación del contenido de agua en el concreto fresco, éste se puede medir mediante la estimación del grado de dispersión de neutrones térmicos emitidos por una fuente colocada dentro del cuerpo del agregado o dentro de una muestra de la mezcla.^{4.69} El hidrógeno es el elemento más importante que influye en la dispersión y retardo de los neutrones térmicos y, puesto que el hidrógeno está casi exclusivamente confinado en el agua el método nuclear puede proporcionar un valor del contenido de agua con una exactitud de ± 0.3 por ciento.

La técnica también requiere que se tenga en cuenta la densidad seca del agregado, y esto se calcula a partir de la dispersión de retorno de la radiación gamma que proviene de una segunda fuente. El equipo completo comprende fuentes de rayos gamma y de neutrones térmicos, detectores de neutrones y de centelleo, y contadores (de radiación) asociados. La calibración se lleva a cabo in situ y es un proceso que consume tiempo. Podemos ver que no existe ningún procedimiento seguro y practicable para la medición de la relación agua/cemento. Verdaderamente, no existe prueba para la composición del concreto fresco que sea lo bastante conveniente y segura para ser utilizada como una prueba de aceptación del concreto antes de colocarlo.

Referencias

- 4.1 W. H. Glanville, A. R. Collins and D. D. Matthews, "The grading of aggregates and workability of concrete", Road Research Tech. Paper núm. 5, HMSO, London, 1947.

- 4.2 National Ready-mixed Concrete Association, "Outline and Tables for Proportioning Normal Weight Concrete", Silver Spring, Maryland, octubre 1993, 6 pp.
- 4.3 Road Research Laboratory: Design of concrete mixes, D. S. I. R. Road Note núm. 4, HMSO, London, 1950.
- 4.4 A. R. Cusens, "The measurement of the workability of dry concrete mixes", Mag. Concr. Res., 8, núm. 22, 1956, pp. 23-30.
- 4.5 T. C. Powers, "Studies of workability of concrete", J. Amer. Concr. Inst., 28, 1932, pp. 419-48.
- 4.6 J. W. Kelly and M. Polivka, "Ball test for field control of concrete consistency", J. Amer. Concr. Inst., 51, mayo 1955, pp. 881-8.
- 4.7 U.S. Bureau of Reclamation, Concrete Manual, 8th Edn, Denver, 1975.
- 4.8 P. Klieger, "Effect of mixing and curing temperature on concrete strength", J. Amer. Concr. Inst., 54, junio 1958, pp. 1063-81.
- 4.9 F. M. Lea, "The Chemistry of Cement and Concrete", Arnold, London, 1956.
- 4.10 T. C. Powers, "The bleeding of portland cement paste, mortar and concrete", Portl. Cem. Assoc. Bull. núm. 2, Chicago, julio 1939.
- 4.11 H. H. Steinour, "Further studies of the bleeding of portland cement paste", Portl. Cem. Assoc. Bull. núm. 4, Chicago, diciembre 1945.
- 4.12 I. L. Tyler, "Uniformity, segregation and bleeding", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169, 1956, pp. 37-41.
- 4.13 B. C. Doell, "Effect of algae infested water on the strength of concrete" J. Amer. Concr. Inst., 51, diciembre 1954, pp. 333-42.
- 4.14 J. D. Dewar, "Relations between various workability control tests for ready-mixed concrete", Cement Concr. Assoc. Tech. Report TRA/375, London, febrero 1964.
- 4.15 H. H. Steinour, "Concrete mix water - how impure can it be?", J. Portl. Cem. Assoc. Research and Development Laboratories, 3, núm. 3, septiembre 1960, pp. 32-50.
- 4.16 W. J. McCoy, "Water for mixing and curing concrete", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169, 1956, pp. 355-60.
- 4.17 Joint Committee of the I. C. E. and the I. Struct. E., The Vibration of Concrete, London, 1956.
- 4.18 J. Kolek, "The external vibration of concrete", Civil Engineering, 54, núm. 633, London, 1959, pp. 321-5.
- 4.19 C. A. Vollick, "Effects of vibrating concrete", J. Amer. Concr. Inst., 54, marzo 1958, pp. 721-32.
- 4.20 E. N. Mattison, "Delayed screeding of concrete", Constructional Review, 32, núm. 7, Sydney, 1959, p. 30.
- 4.21 J. B. Garnett, "The effect of vacuum processing on some properties of concrete", Cement Concr. Assoc. Tech. Report TRA/326, London, octubre, 1959.
- 4.22 R. Shalon and R. C. Reinitz, "Mixing time of concrete - technological and economic aspects", Research Paper núm. 7, Building Research Station, Technion, Haifa, 1958.
- 4.23 D. A. Abrams, "Effect of time of mixing on the strength of concrete", The Canadian Engineer, 25 julio, 1 agosto, 8 agosto 1918, reprinted by Lewis Institute, Chicago.
- 4.24 G. C. Cook, "Effect of time of haul on strength and consistency of ready-mixed concrete", J. Amer. Concr. Inst., 39, abril 1943, pp. 413-26.
- 4.25 D. A. Abrams, "Tests of impure waters for mixing concrete", J. Amer. Concr. Inst., 20, 1924, pp. 442-86.
- 4.26 W. Jurecka, "Neuere Entwicklungen und Entwicklungstendenzen von Betonmischern und Mischanlagen", Österreichischer Ingenieur-Zeitschrift, 10, núm. 2, 1967, pp. 27-43.
- 4.27 K. Thomas and W. E. A. Lisk, "Effect of sea water from tropical areas on setting times of cements", Materials and Structures, 3, núm. 14, 1970, pp. 101-5.
- 4.28 R. C. Meininger, "Study on ASTM limits on delivery time", Nat. Ready-mixed Concr. Assoc. Publ. núm. 131, Washington DC, febrero 1969, 17 pp.
- 4.29 R. Weber, Rohrförderung von Beton, Düsseldorf Beton-Verlag GmbH (1963), The transport of concrete by pipeline, London, Cement and Concrete Assoc. Translation núm. 129, 1968.
- 4.30 E. Kempster, "Pumpable concrete", Current Paper 26/69, Building Research Station, Garston, 1968, 8 pp.
- 4.31 E. Kempster, "Pumpability of mortars", Contract Journal, 217, 4 mayo 1967, pp. 28-30.
- 4.32 T. C. Holland and M. D. Luther, "Improving concrete quality with silica fume, in Concrete and Concrete Construction", Lewis H. Tuthill Int. Symposium, ACI SP-104, Detroit, Michigan, 1987, pp. 107-22.
- 4.33 W. J. McCoy, "Mixing and curing water for concrete", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169B, 1978, pp. 765-73.
- 4.34 ACI 506.R-90, Guide to shotcrete, ACI Manual of Concrete Practice Part 5: Masonry, Precast Concrete, Special Processes, Detroit, Michigan, 1994, 41 pp.
- 4.35 Building Research Station, "Analysis of water encountered in construction", Digest núm. 90, HMSO, London, julio 1956.
- 4.36 R. Bavelja, "A rapid method for the wet analysis of fresh concrete", Concrete, 4, núm. 9, London, 1970, pp. 351-3.
- 4.37 F. P. Nichols, "Manufactured sand and crushed stone in portland cement concrete", Concrete International, 4, núm. 8, 1982, pp. 56-63.
- 4.38 W. G. Hime and R. A. Wills, "A method for the determination of the cement content of plastic concrete", ASTM Bull. núm. 209, octubre 1955, pp. 37-43.

- 4.39 A. Mor and D. Ravina, "The DIN flow table", *Concrete international*, 8, núm. 12, 1986, pp. 53-6.
- 4.40 O. Z. Cebeci and A. M. Saatci, "Domestic sewage as mixing water in concrete", *ACI Materials Journal*, 86, núm. 5, 1989, pp. 503-6.
- 4.41 K. W. Nasser, "New and simple tester for slump of concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 73, octubre 1976, pp. 561-5.
- 4.42 K. W. Nasser and N. M. Rezk, "New probe for testing workability and compaction of fresh concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 69, mayo 1972, pp. 270-5.
- 4.43 G. H. Tattersall, "Workability and Quality Control of Concrete", E & FN Spon, London, 1991, 262 pp.
- 4.44 E. Neubarth, "Einfluss einer Unterschreitung der Mindestmischdauer auf die Betondruckfestigkeit", *Beton*, 20, núm. 12, 1970, pp. 537-8.
- 4.45 F. W. Beaufait and P. G. Hoadley, "Mix time and retempering studies on ready-mixed concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 70, diciembre 1973, pp. 810-13.
- 4.46 ACI 116R-90, "Cement and concrete terminology", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994, 68 pp.
- 4.47 L. Forssbland, "Need for consolidation of superplasticized concrete mixes, in *Consolidation of Concrete*", Ed. S. H. Gebler, *ACI SP-96*, Detroit, Michigan, 1987, pp. 19-37.
- 4.48 G. Hill Betancourt, "Admixtures, workability, vibration and segregation", *Materials and Structures*, 21, núm. 124, 1988, pp. 286-8.
- 4.49 Department of the Environment, "Guide to Concrete Pumping", HMSO, London, 1972, 49 pp.
- 4.50 A. Johansson and K. Tuutti, "Pumped concrete and pumping of concrete", *CBI Research Reports*, 10:76, Swedish Cement and Concrete Research Inst., 1976.
- 4.51 J. R. Illingworth, "Concrete pumps - planning consideration", *Concrete*, 5, núm. 12, London, 1969, p. 387.
- 4.52 M. Mittelacher, "Re-evaluating the slump test", *Concrete International*, 14, núm. 10, 1992, pp. 53-6.
- 4.53 CUR Report, *Underwater concrete*, Heron, 19, núm. 3, Delft, 1973, 52 pp.
- 4.54 R. Malinowski and H. Wenander, "Factors determining characteristics and composition of vacuum dewatered concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 72, marzo 1975, pp. 98-101.
- 4.55 G. Dahl, "Vacuum concrete", *CBI Reports*, 7:75, Part 1, Swedish Cement and Concrete Research Inst., 1975, 10 pp.
- 4.56 P. Bartos, *Fresh Concrete*, Elsevier, Amsterdam, 1992, 292 pp.
- 4.57 I. Cooper and P. Barber, "Field Investigation of the Accuracy of the Determination of the Cement Content of Fresh Concrete by Use of the C. & C. A. Rapid Analysis Machine (R.A.M.)", *British Ready Mixed Concrete Assoc.*, diciembre 1976, 19 pp.
- 4.58 R. Hard and N. Petersons, "Workability of concrete - a testing method", *CBI Reports*, 2:76, Swedish Cement and Concrete Research Inst., 1976, 2-12 pp.
- 4.59 A. Johansson, N. Petersons and K. Tuutti, "Pumpable concrete and concrete pumping", *CBI Reports*, 2:76, Swedish Cement and Concrete Research Inst., 1976, 13-28pp.
- 4.60 L. M. Meyer and W. F. Perenchio, "Theory of Concrete Slump Loss Related to Use of Chemical Admixtures", *PCA Research and Development Bulletin RD069.01T*, Skokie, Illinois, 1980, 8 pp.
- 4.61 V. Dodson, "Concrete Admixtures", Van Nostrand Reinhold, New York, 1990, 211 pp.
- 4.62 V. S. Ramachandran, Ed., "Concrete Admixtures Handbook: Properties, Science and Technology", Noyes Publications, New Jersey, 1984, 626 pp.
- 4.63 B. A. Lamberton, "Preplaced aggregate concrete", *ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169B*, 1978, pp. 528-38.
- 4.64 M. L. Brown, H. M. Jennings and W. B. Ledbetter, "On the generation of heat during the mixing of cement pastes", *Cement and Concrete Research*, 20, núm. 3, 1990, pp. 471-4.
- 4.65 T. Soshiroda, "Effects of bleeding and segregation on the internal structure of hardened concrete, in *Properties of Fresh Concrete*", Ed. H. -J. Wierig, Chapman and Hall, London, 1990, pp. 253-60.
- 4.66 P. Schiessl and R. Schmidt, "Bleeding of concrete, in *Properties of Fresh Concrete*", Ed. H. -J. Wierig, Chapman and Hall, London, 1990, pp. 24-32.
- 4.67 ACI 212.3R-91, "Chemical admixtures for concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994, 31 pp.
- 4.68 Y. Yamamoto and S. Kobayashi, "Effect of temperature on the properties of superplasticized concrete", *ACI Journal V. M. Malhotra*, 83, núm. 1, 1986, pp. 80-8.
- 4.69 J. -P. Baron, "Détermination de la teneur en eau des granulats et du béton frais par méthode neutronique", *Rapport de Recherche LPC núm. 72*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, novembre, 1977, 56 pp.
- 4.70 ACI 211.3-75, Revised 1987, Reapproved 1992, *Standard practice for selecting proportions for no-slump concrete*, *ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994, 19 pp.
- 4.71 J. Bresson and M. Brusin, "Etude de l'influence des paramètres de la vibration sur le comportement des bétons", *CERIB Publication núm. 32*, 23 pp., Centre d'Etudes et de Recherche de l'Industrie du Béton Manufacturé, 1977.

- 4.72 G. R. Mass, "Consolidation of concrete", in *Concrete and Concrete Construction*, Lewis H. Tuthill Symposium, ACI SP 104-10, Detroit, Michigan, 1987, pp. 185-203.
- 4.73 ACI 309R-87, "Guide for consolidation of concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 2: Construction Practices and Inspection Pavements, Detroit, Michigan, 1994, 19 pp.
- 4.74 ACI 309R-93, "Behavior of fresh concrete during vibration", ACI Manual of Concrete Practice, Part 2: Construction Practices and Inspection Pavements, Detroit, Michigan, 1994, 19 pp.
- 4.75 ACI 304.1R-92, "Guide for the use of preplaced aggregate concrete for structural and mass concrete applications", ACI Manual of Concrete Practice, Part 2: Construction Practices and Inspection Pavements, Detroit, Michigan, 1994, 19 pp.
- 4.76 ACI 304.R-89, "Guide for measuring, mixing, transporting, and placing concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 2: Construction Practices and Inspection Pavements, Detroit, Michigan, 1994, 49 pp.
- 4.77 P. A. Howdyshell, "Revised operations guide for a chemical technique to determine water and cement content of fresh concrete", Technical Report M-212, US Army Construction Engineering Research Laboratory, abril 1977, 36 pp.
- 4.78 R. D. Gaynor, "Ready-mixed concrete, in Significance of Test and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials", Eds P. Klieger and J. F. Lamond, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169C, Philadelphia, Pa, 1994, pp. 511-21.
- 4.79 J. F. Best and R. O. Lane, "Testing for optimum pumpability of concrete", *Concrete International*, 2, núm. 10, 1980, pp. 9-17.
- 4.80 C. MacInns and P. W. Kosteniuk, "Effectiveness of revibration and high-speed slurry mixing for producing high-strength concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 76, diciembre 1979, pp. 1255-65.
- 4.81 E. Nägele and H. K. Hilsdorf, "A new method for cement content determination of fresh concrete", *Cement and Concrete Research*, 10, núm. 1, 1980, pp. 23-34.
- 4.82 T. Yonezawa et al., "Pumping of lightweight concrete using non-pre-soaked lightweight aggregate", Takenaka Technical Report, núm. 39, mayo 1988, pp. 119-32.
- 4.83 F. A. Kozeliski, "Extended mix time concrete", *Concrete International*, 11, núm. 11, 1989, pp. 22-6.
- 4.84 A. C. Edwards and G. D. Goodsall, "Analysis of fresh concrete: repeatability and reproducibility by the rapid analysis machine", *Transport and Road Research Laboratory Supplementary Report 714*, Crowthorne, U. K. 1982, 22 pp.
- 4.85 R. K. Dhir, J. G. I. Munday and N. Y. Ho, "Analysis of fresh concrete: determination of cement content by the rapid analysis machine", *Mag. Concr. Res.*, 34, núm. 119, 1982, pp. 59-73.
- 4.86 T. R. Naik and B. W. Ramme, "Determination of the water-cement ratio of concrete by the buoyancy principle", *ACI Materials Journal*, 86, núm. 1, 1989, pp. 3-9.
- 4.87 Y. Kajioka and T. Fujimori, "Automating concrete work in Japan", *Concrete International*, 12, núm. 6, 1990, pp. 27-32.
- 4.88 K. H. Cheong and S. C. Lee, "Strength of retempered concrete", *ACI Materials Journal*, 90, núm. 3, 1993, pp. 203-6.
- 4.89 G. R. U. Burg, "Slump loss, air loss, and field performance of concrete", *ACI Journal*, 80, núm. 4, 1983, pp. 332-9.
- 4.90 B. J. Hanayneh and R. Y. Itani, "Effect of retempering on the engineering properties of superplasticized concrete", *Materials and Structures*, 22, núm. 129, 1989, pp. 212-19.
- 4.91 G. W. Seegebrecht, A. Litvin and S. H. Gebler, "Durability of dry-mix shotcrete", *Concrete International*, 11, núm. 10, 1989, pp. 47-50.
- 4.92 S. H. Gebler, "Durability of dry-mix shotcrete containing regulated-set cement", *Concrete International*, 11, núm. 10, 1989, pp. 56-8.
- 4.93 Y. Kasai et al., "Comparison of cement contents in concrete surface prepared in permeable form and conventional form", *CAJ Review*, 1988, pp. 298-301.
- 4.94 D. R. Morgan, "Freeze-thaw durability of shotcrete", *Concrete International*, 11, núm. 8, 1989, pp. 86-93.
- 4.95 I. L. Glassgold, "Shotcrete durability: an evaluation", *Concrete International*, 11, núm. 8, 1989, pp. 78-85.
- 4.96 D. R. Morgan, "Dry-mix silica fume shotcrete in Western Canada", *Concrete International*, 10, núm. 1, 1988, pp. 24-32.
- 4.97 U. S. Bureau of Reclamation, "Specifications for ready-mixed concrete", 4094-92, *Concrete Manual, Part 2*, 9th Edn, Denver, Colorado, 1992, pp. 143-59.
- 4.98 K. H. Khayat, B. C. Gerwick Jnr and W. T. Hester, "Self-levelling and stiff consolidated concretes for casting high-performance flat slabs in water", *Concrete International*, 15, núm. 8, 1993, pp. 36-43.
- 4.99 W. F. Price and S. J. Widdows, "The effects of permeable formwork on the surface properties of concrete", *Mag. Concr. Res.*, 43, núm. 155, 1991, pp. 93-104.
- 4.100 B. C. Gerwick Jnr and T. C. Holland, "Underwater concreting: advancing the state of the art for structural tremie concrete", in *Concrete and Concrete Construction*, ACI SP- 104, Detroit, Michigan, 1987, 123-43.
- 4.101 N. A. Cumming and P. T. Seabrook, "Quality assurance program for volume-batched high-strength concrete", *Concrete International*, 10, núm. 8, 1988, pp. 28-32.
- 4.102 A. A. Al-Manaseer, M. D. Haug and K. W. Nasser, "Compressive strength of concrete containing fly ash, brine, and admixtures", *ACI Materials Journal*, 85, núm. 2, 1988, pp. 109-16.

- 4.103 H. Y. Ghorab, M. S. Hilal and E. A. Kishar, "Effect of mixing and curing waters on the behaviour of cement pastes and concrete. Part I: microstructure of cement pastes", *Cement and Concrete Research*, 19, núm. 6, 1989, pp. 868-78.
- 4.104 O. H. Wallevik and O. E. Gjorv, "Modification of the two-point workability apparatus", *Mag. Concr. Res.*, 42, núm. 152, 1990, pp. 135-42.
- 4.105 D. L. Kantro, "Influence of water-reducing admixtures on properties of cement paste - a miniature slump test", *Research and Development Bulletin*, RD079.01T, Portland Cement Assn, 1981, 8 pp.
- 4.106 A. A. Al-Manaseer, K. W. Nasser and M. D. Haug, "Consistency and workability of flowing concrete", *Concrete International*, 11, núm. 10, 1989, pp. 40-4.
- 4.107 J. Murata and H. Kikikawa, "Viscosity equation for fresh concrete", *ACI Materials Journal*, 89, núm. 3, 1992, pp. 230-7.
- 4.108 B. Erlin and W. G. Hime, "Concrete slump loss and field examples of placement problems", *Concrete International*, 1, núm. 1, 1979, pp. 48-51.
- 4.109 S. S. Pickard, "Vacuum-dewatered concrete", *Concrete International*, 3, núm. 11, 1981, pp. 49-55.
- 4.110 S. Smeplass, "Applicability of the Bingham model to high strength concrete", *RILEM International Workshop on Special Concretes: Workability and Mixing*, University of Paisley, Scotland, 1993, pp. 179-85.
- 4.111 J. M. Shilstone Snr, "Interpreting the slump test", *Concrete International*, 10, núm. 11, 1988, pp. 68-70.
- 4.112 B. Schwamborn, "Über das Bluten von Frischbeton, in *Proceedings of a colloquium*", Frischmortel, Zementleim, Frischbeton, University of Hanover, Publication núm. 55, Octubre 1987, pp. 283-97.
- 4.113 ACI 304.6R-91, "Guide for the use of volumetric-measuring and continuous-mixing concrete equipment", *ACI Manual of Concrete Practice, Part. 2: Construction Practices and Inspection Pavements*, 14 pp. Detroit, Michigan, 1994.
- 4.114 ACI 304.2R-91, "Placing concrete by pumping methods", *ACI Manual of Concrete Practice, Part. 2: Construction Practices and Inspection Pavements*, 17 pp. Detroit, Michigan, 1994.
- 4.115 O. Petersson, "Swedish method to measure the effectiveness of concrete mixers", *RILEM International Workshop on Special Concretes: Workability and Mixing*, University of Paisley Scotland, 1993, pp. 19-27.
- 4.116 R. Boussion and Y. Charonat, "Les bétonnières portées sont-elles des mélangeurs?", *Bulletin Liaison Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 149, mayo-junio, 1987, pp. 75-81.
- 4.117 U.S. Army Corps of Engineers, Standard test method for within-batch uniformity of freshly mixed concrete", *CRD-C 55-92, Handbook for Concrete and Cement*, 6 pp. Vicksburg, Miss., septiembre, 1992.
- 4.118 M. Karizaki et al., "Effect of mixing method on mechanical properties and pore structure of ultra high-strength concrete", *Katri report*, núm. 90, 19 pp. (Kajima Corporation, Tokyo, 1992) (and also in *ACI SP-132*, Detroit, Michigan, 1992).
- 4.119 P. C. Hewlett, "Ed., *Cement Admixtures, Use and Applications*", 2nd Edn, for the Cement Admixtures Association, 166 pp. Longman, Harlow, 1988.
- 4.120 E. Bielak, "Testing of cement, cement paste and concrete, including bleeding. Part 1: laboratory test methods", in *properties of fresh Concrete*, Ed. H. J. Wierig, Chapman and Hall, London, 1990, pp. 154-66.
- 4.121 S. Sasiadek and M. Sliwinski, "Means of prolongation of workability of fresh concrete in hot climate conditions", in *properties of Fresh Concrete*, Ed. H. J. Wierig, *Proc. RILEM Colloquium*, Hanover, Cambridge, University Press, 1990, pp. 109-15.

Capítulo 5

Aditivos

Los primeros capítulos describieron las propiedades del cemento portland y una amplia variedad de materiales cementantes, además del agregado empleado en la elaboración del concreto, junto con un estudio de la influencia de estos materiales y sus combinaciones en las propiedades del concreto fresco. En menor grado también se estudió, la influencia en las propiedades del concreto endurecido pero antes de considerar más plenamente el último tema, es útil repasar un ingrediente más de la mezcla de concreto: los aditivos.

Aunque los aditivos, a diferencia del cemento, el agregado y el agua, no son componentes esenciales de la mezcla de concreto, son componentes importantes cuyo uso se extiende cada vez más: en muchos países, una mezcla que no contiene aditivos es actualmente una excepción. El Reino Unido ha visto un aumento significativo en el uso de aditivos en años recientes pero todavía se halla seriamente rezagado en relación con otros países industrializados.

Beneficios de los aditivos

La razón para el gran incremento del uso de aditivos es que son capaces de impartir beneficios físicos y económicos considerables con respecto al concreto. Estos beneficios incluyen el uso del concreto en circunstancias en las que previamente existían dificultades considerables, o hasta insuperables. También hacen posible el empleo de una variedad más amplia de ingredientes en la mezcla.

Los aditivos, aunque no son siempre baratos, no representan necesariamente gasto adicional pues su empleo puede dar por resultado ahorros concomitantes, por ejemplo, en el costo de la mano de obra requerida para llevar a cabo la compactación, en el contenido de cemento que de otra manera sería necesario, o en mejorar durabilidad sin el uso de medidas adicionales.

Se deberá recalcar que, aunque los aditivos propiamente usados son benéficos para el concreto, no son ningún remedio para ingredientes de mala calidad de la mezcla, para uso de proporciones de mezcla incorrectas, o para mal manejo en la transportación, colocación y compactación.

Tipos de aditivos

Un aditivo se puede definir como un producto químico que, excepto en casos especiales, se agrega a la mezcla de concreto en cantidades no mayores de 5 por ciento por masa de cemento durante el mezclado o durante una operación adicional de mezclado antes de la colocación del concreto, para el propósito de realizar una modificación específica, o modificaciones, a las propiedades normales del concreto.

Los aditivos pueden ser orgánicos o inorgánicos en cuanto a la composición, pero su carácter químico, que difiere del mineral, es su característica esencial. Aunque, en la literatura americana se les llama *aditivos químicos*, en este libro tal calificación es superflua porque los productos minerales incorporados en la mezcla, casi invariablemente más de 5 por ciento de la masa del cemento, son conocidos como materiales cementantes o como sustancias adicionales.

Los aditivos se clasifican comúnmente por su función en el concreto, pero con frecuencia exhiben alguna acción adicional. La clasificación de la norma C 494-92 es la siguiente:

- ☐ Tipo A Reductores de agua
- ☐ Tipo B Retardantes
- ☐ Tipo C Acelerantes
- ☐ Tipo D Reductores de agua y retardantes
- ☐ Tipo E Reductores de agua y acelerantes

- ☐ Tipo F Reductores de agua de alto rango o superfluidificantes, y
- ☐ Tipo G Reductores de agua de alto rango y retardantes, o superfluidificantes y retardantes.

Las normas británicas para aditivos son: BS 5075: Parte 1:1982, que trata sobre aditivos acelerantes, retardantes y reductores de agua; y BS 5075: Parte 3: 1985 que trata sobre superfluidificantes. Es probable que estas normas sean reemplazadas por la norma europea EN 934-2.

En la práctica, los aditivos se compran o venden como productos patentados, y la literatura promocional incluye algunas veces pretensiones de beneficios variados y de amplios alcances. Aunque éstos pueden ser ciertos, algunos de los beneficios sólo ocurren indirectamente como consecuencia de circunstancias particulares, de modo que es importante entender los efectos específicos de los aditivos antes de usarlos. Además, como lo señala la norma ASTM C 494-92, los efectos específicos producidos pueden variar con las propiedades y proporciones de los otros ingredientes de la mezcla.

Los aditivos pueden ser utilizados en estado sólido o líquido. El último es el que se acostumbra porque un líquido se puede dispersar más rápidamente de una manera uniforme durante el mezclado del concreto. Se utilizan recipientes debidamente calibrados, siendo el aditivo descargado dentro del agua de mezclado, usualmente durante la última parte de la alimentación de agua. Los superfluidificantes se sujetan a métodos especiales de incorporación dentro de la mezcla.

Las dosis de los diferentes aditivos, expresados usualmente como un porcentaje de la masa del cemento en la mezcla, son recomendadas por los fabricantes, pero muchas veces varían de acuerdo con las circunstancias.

La efectividad de cualquier aditivo puede variar según sea su dosificación en el concreto, y también según sean los constituyentes de la mezcla, especialmente las propiedades del cemento. En el caso de algunos aditivos, la dosis importante es el contenido de sólidos y no la masa total del aditivo en forma de líquido. Sin embargo, en lo que concierne al contenido de agua de la mezcla, deberá incluirse el volumen total de aditivos líquidos. Pero el contenido de sólidos de superfluidificantes se deberá excluir.

Es importante que el efecto de cualquier aditivo no sea altamente sensible a variaciones pequeñas en su dosificación, tales como las variaciones que pueden ocurrir accidentalmente durante la producción del concreto. El efecto de muchos aditivos es influido por la temperatura; por esta razón habrá que averiguar su comportamiento a temperaturas extremas antes de usarlo.

Hablando en términos generales, no se deberá dejar que los aditivos lleguen a estar en contacto con la piel o con los ojos.

Además de los aditivos químicos que se van a analizar en este capítulo, existen también agentes inclusores de aire que se consideran en el capítulo 11.

Aditivos acelerantes

Para abreviar, los aditivos de la norma ASTM Tipo C serán mencionados como *acelerantes*. Su función es primordialmente acelerar el desarrollo temprano de resistencia del concreto, esto es el endurecimiento (véase la página 13), aunque también pueden acelerar coincidentemente el fraguado del concreto. Si se requiere una distinción entre las dos acciones, puede ser útil referirse a las propiedades de aceleración del fraguado.

Se pueden emplear acelerantes cuando el concreto se va a colar a bajas temperaturas, digamos de 2 a 4 °C, en la elaboración de concreto prefabricado (cuando es deseable un descimbrado rápido o un trabajo de reparación urgente). Otros beneficios de utilizar un acelerante son que permite el acabado más temprano de la superficie de concreto y la aplicación de aislamiento para protección, y también poner más rápidamente la estructura en servicio.

Inversamente, a temperaturas altas, los acelerantes pueden dar por resultado una velocidad demasiado alta de desarrollo de calor de hidratación y el agrietamiento por contracción.^{5.4}

Aunque se usan muchas veces a temperaturas muy bajas, los acelerantes no son agentes anticongelantes; rebajan la temperatura de congelación del concreto pero no más de 2 °C, así que siempre se deberán tomar las precauciones habituales anticongelantes (véase la página 279). Se están desarrollando agentes anticongelantes especiales^{5.8, 5.9} pero todavía no han sido probados.

El acelerante más común empleado durante muchas décadas fue el cloruro de calcio. El cloruro de calcio es efectivo para acelerar la hidratación de los silicatos de calcio, principalmente C₃S, posiblemente por un cambio ligero en la alcalinidad del agua de poros o como un catalizador en las reacciones de hidratación. Aun cuando el mecanismo de esta acción se entiende todavía imperfectamente, no hay duda de que el cloruro de calcio es un acelerante efectivo y barato, pero tiene un defecto serio: la presencia de iones de cloruro en la vecindad del refuerzo de acero u otro acero embebido, favorece en alto grado a la corrosión; este tema se analiza en el capítulo 11.

Aunque las reacciones de corrosión ocurren sólo en presencia de agua y oxígeno, los riesgos concomitantes a la presencia de iones de cloruro en el concreto que contiene acero son tales que el cloruro de calcio nunca deberá incorporarse en el concreto reforzado; en el concreto presforzado, los riesgos son todavía mayores. En consecuencia, varias normas y reglamentos prohíben el empleo de cloruro de calcio en concreto que contenga acero o aluminio embebido. Es más, su uso puede ser desaconsejable hasta en el concreto sin reforzar cuando la durabilidad de este puede ser perjudicada por agentes exteriores. Por ejemplo, la resistencia del cemento al ataque de sulfatos se reduce por la adición de CaCl_2 en mezclas pobres, y se aumenta el riesgo^{5.24} de una reacción álcali-agregado, cuando el agregado es reactivo. Sin embargo, cuando esta reacción es controlada efectivamente por el uso de cemento de bajo álcali y por la adición de puzolanas, el efecto del CaCl_2 es muy pequeño. Otra característica indeseable de la adición de CaCl_2 es que aumenta la contracción por secado usualmente de 10 a 15 por ciento, y algunas veces hasta más,^{5.24} y posiblemente también aumenta el flujo plástico.

Aunque la adición de CaCl_2 reduce el peligro de ataque por congelación durante los primeros días después de la colocación, afecta adversamente la resistencia del concreto con inclusión de aire a la congelación y descongelación a edades posteriores. Alguna indicación de esto se da en la figura 5.1.

En cuanto a su aspecto favorable, se ha encontrado que el CaCl_2 eleva la resistencia del concreto a la erosión y la abrasión, y este mejoramiento persiste en todas las edades.^{5.25} Cuando el concreto sin reforzar se cura con vapor de agua, el CaCl_2 aumenta su resistencia y permite el empleo de una

elevación más rápida de temperatura durante el ciclo de curado.^{5.25} (véase la página 255).

La acción del cloruro de sodio es similar a la del cloruro de calcio, pero su intensidad es menor. Los efectos del NaCl son también más variables, y se ha observado un abatimiento en el calor de hidratación, con una consecuente pérdida de resistencia a los siete días y posterior. Por esta razón, el uso del NaCl es definitivamente indeseable. Se ha sugerido el cloruro de bario, pero éste actúa sólo como un acelerante en condiciones de calor.^{5.44}

Algunos investigadores expresan la opinión de que el cloruro de calcio no contribuye significativamente a la corrosión del refuerzo de acero si el concreto está bien proporcionado y compactado, y si el recubrimiento del refuerzo es adecuado.^{5.53} Desafortunadamente, a veces, tal perfección, no se puede alcanzar en la obra, y el riesgo de emplear cloruro de calcio pesa mucho más que sus beneficios. Además, la experiencia ha mostrado que, en condiciones extremas de exposición existentes en algunos países, sólo el concreto de alto comportamiento protegería el refuerzo de la corrosión (véase el capítulo 13).

A causa de la preocupación por la corrosión del refuerzo, ya no se tratará en el presente libro sobre el uso, propiedades y efectos del cloruro de calcio. Esta inquietud ha conducido a la búsqueda de acelerantes libres de cloruros. Ningún acelerante solo ha llegado a ser aceptado ampliamente pero puede ser útil una descripción de aquellos que se pueden emplear.

El nitrito de calcio y el nitrato de sodio son acelerantes posibles, el primero también parece ser un inhibidor de la corrosión.^{5.1} El formiato de calcio y el formiato de sodio son

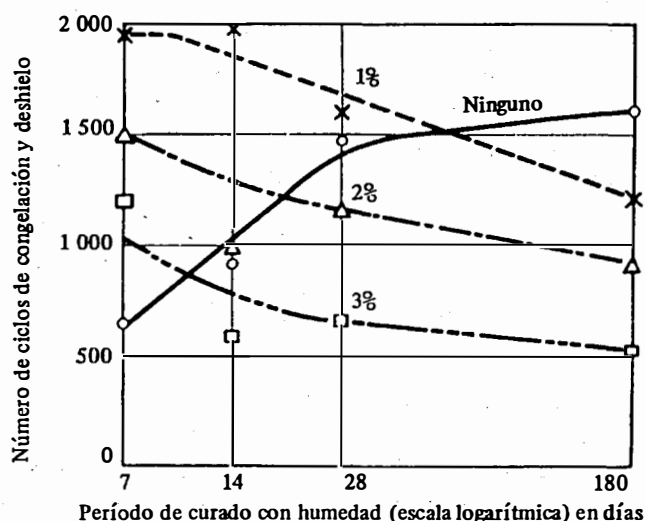


Figura 5.1. resistencia a la congelación y descongelación del concreto curado con humedad a 4 °C para contenidos diferentes de CaCl_2 ^{5.24}

también posibilidades, aunque el último introduciría sodio en la mezcla, y se conoce que este álcali tiene influencia sobre la hidratación potencial con algunos agregados (véase la página 99).

El formato de calcio es efectivo sólo cuando se utiliza con cementos que tienen una relación de C_3A respecto de SO_3 de al menos 4 y tienen un contenido bajo de SO_3 ; los cementos producidos que usan carbón con un contenido de azufre relativamente alto no satisfacen este requisito.^{5.7} Por esta razón, se deberán hacer mezclas de prueba que incluyan cualquier cemento dado. También se puede observar que el formato de calcio tiene muy baja solubilidad en agua.^{5.1} Empleados en dosis de 2 a 3 por ciento por masa de cemento, el formato de calcio aumenta la resistencia del concreto hasta en 24 horas, siendo el efecto mayor con cementos con un contenido bajo de C_3A .^{5.3}

Massazza y Testolin^{5.13} encontraron que, con formato de calcio, el concreto podía alcanzar en 4 ½ horas la resistencia que se lograría solamente en nueve horas sin el aditivo, como se muestra en este ejemplo en la figura 5.2. Es útil observar que el formato de calcio no causa una regresión de resistencia. Por otro lado, no se ha eliminado la posibilidad de efectos laterales de este acelerante.^{5.12, 5.33}

Trietanolamina es un acelerante posible, pero es muy sensible a la variación de dosificación y a la composición del cemento.^{5.34} Por esta razón la trietanolamina no se ha utilizado, excepto para compensar la acción retardante de algunos aditivos reductores de agua.

El modo preciso de acción de los acelerantes es todavía desconocido. Además, el efecto de los acelerantes en la resistencia temprana del concreto depende mucho del acelerante particular utilizado también como del tipo de cemento usado, aun para cementos del mismo tipo nominal. La composición completa y real de los aditivos habitualmente no se revela por razones comerciales, así que es necesario averiguar el comportamiento de cualquier combinación potencial de cemento-aditivo.

Rear y Chin^{5.20} demostraron la amplitud del problema al probar concretos de las mismas proporciones de mezcla (relación agua/cemento de 0.54) hechos con cemento portland de tipo I y tres aditivos usados en tres dosis: el núm. 1 con base de nitrito de calcio; el núm. 2 con base de nitrato de calcio; y el núm. 3 con base en tiocianato de calcio. El rango de composición de compuestos de los cementos (en porcentaje) fue como sigue:

- C_3S de 49 a 59
- C_2S de 16 a 26
- C_3A de 5 a 10

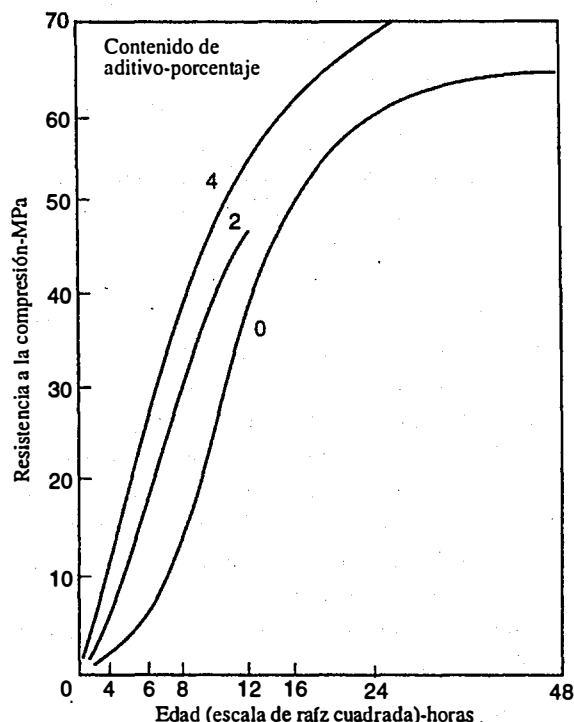


Figura 5.2. Influencia del formato de calcio con varios contenidos (por masa de cemento) sobre el desarrollo de resistencia del concreto con un contenido de cemento de 420 kg/m^3 y una relación agua/cemento de 0.35 (citada en la ref. 5.13)

□ C_4A de 7 a 11

La finura del cemento varió de 327 a $429 \text{ m}^2/\text{kg}$, medida por el método de Blaine.

A partir de los resultados de las resistencias a la compresión, determinadas a 20°C , que se muestran en la tabla 5.1, se puede ver que hay una variación amplia en el comportamiento de cada uno de los aditivos al ser utilizados con diferentes cementos, y también entre los tres aditivos. En todos los casos, la resistencia se expresa como un porcentaje de la resistencia del concreto sin acelerante.

La norma ASTM C 494-92 incluye como requisito que, cuando se use un aditivo de tipo C, el fraguado inicial, medido por la prueba de resistencia a la penetración prescrita en la norma ASTM C 403-92 sea al menos una hora antes, pero antes de 3 ½ horas, que el de la mezcla de control. La resistencia a la compresión a tres días va a ser 125 por ciento de la resistencia del concreto de control. Se deja que la resistencia más allá de la edad de 28 días sea inferior que la resistencia del concreto de control, pero no se permite regresión de resistencia. Los requisitos de la norma BS 5075: Parte 1:1982 son marcadamente similares, excepto que el incremento de 25 por ciento en resistencia es para que se logre en 24 horas.

Tabla 5.1 Efecto de los acelerantes en la resistencia del concreto con diferentes cementos^{5,20}

No. acelerante	Dosificación ml/100 kg de cemento	Rango de resistencia a la compresión (porcentaje) a la edad de:		
		1 día	3 días	7 días
1	0	100	100	100
	1300	100-173	105-115	97-114
	2600	112-175	107-141	111-129
	3900	111-166	111-143	113-156
2	0	100	100	100
	740	64-130	90-113	100-116
	1480	65-157	95-113	105-132
	2220	58-144	99-115	107-123
3	0	100	100	100
	195	111-149	115-131	100-120
	390	123-185	101-132	107-130
	585	121-171	115-136	104-1269

El análisis precedente indica que ningún acelerante solo es aceptado ampliamente. Es útil observar, al mismo tiempo, que ha disminuido la demanda de acelerantes, especialmente en la fabricación de concreto prefabricado, ya que existe ahí otro medio de alcanzar una alta resistencia temprana, tal como el empleo de relaciones agua/cemento muy bajas en conjunción con superfluidificantes. Sin embargo, continúa el uso de acelerantes a bajas temperaturas de colado.

Aditivos retardantes

Se puede lograr un retraso en el fraguado de la pasta de cemento con la adición a la mezcla de un aditivo retardante (ASTM tipo B) llamado, para abreviar, un retardante. Los retardantes generalmente hacen también lento el endurecimiento de la pasta, aunque algunas sales pueden acelerar el fraguado pero inhibir el desarrollo de resistencia. Los retardantes no alteran la composición o identidad de los productos de hidratación.^{5,45}

Los retardantes son útiles en la elaboración de concreto en clima cálido, cuando el tiempo de fraguado normal se acorta por la alta temperatura, y en la prevención de juntas frías. En general, prolongan el tiempo durante el cual el concreto se puede transportar, colocar, y compactar. El retraso del endurecimiento causado por los retardantes se puede explotar para obtener un acabado arquitectónico de agregado expuesto: el retardante se aplica a la superficie interior de la cimbra de modo que el endurecimiento del cemento adyacente se retrase. Este cemento puede ser bien cepillado después de retirar la cimbra para obtener una superficie de agregado expuesto.

El uso de retardantes algunas veces puede afectar el diseño estructural; por ejemplo, los colados masivos continuos se pueden practicar con retraso controlado de las varias partes

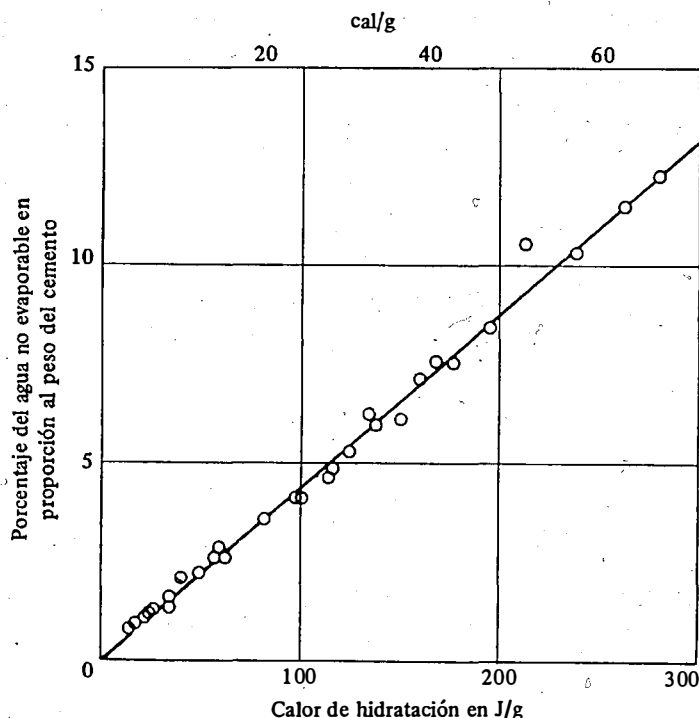
del colado, en lugar de construcción segmental (véase la página 275).

La acción retardante la exhiben el azúcar, derivados de carbohidratos, sales solubles de zinc, boratos solubles y otras sales;^{5,51} el metanol es también un retardante posible.^{5,12} En la práctica, los retardantes que también son reductores de agua (tipo B de ASTM) se usan más comúnmente; éstos se describen en la sección que sigue.

El mecanismo de acción de los retardantes no se ha establecido con certeza. Es probable que modifiquen el crecimiento o morfología de los cristales,^{5,37} llegando a ser absorbidos en la membrana de cemento hidratado que se forma rápidamente y haciendo lento el crecimiento de núcleos de hidróxido de calcio.^{5,11} Estas acciones dan por resultado una barrera más eficiente para la hidratación ulterior que en el caso sin aditivo. Los aditivos se retiran finalmente de la solución al ser incorporados dentro del material hidratado, pero esto no necesariamente significa la formación de hidratos complejos y diferentes.^{5,36} Éste también es el caso con aditivos reductores de agua y retardantes, esto es, ASTM Clase D: Khalil y Ward^{5,43} demostraron que la relación lineal entre el calor de hidratación y la masa de agua no evaporable no se afecta con la adición de un aditivo a base de lignosulfato (véase la figura 5.3).

Se necesita tener gran cuidado al usar retardantes, porque, en cantidades incorrectas, éstos pueden inhibir totalmente el fraguado y endurecimiento del concreto. Se conocen casos de resultados al parecer inexplicables de pruebas de resistencia cuando se han empleado sacos para azúcar en el embarque de muestras de agregado al laboratorio, o cuando se han utilizado bolsas para melazas en el transporte de concreto acabado de mezclar. Los efectos del azúcar dependen en forma importante de la cantidad usada, y se ha informado de resultados incompatibles en el pasado.^{5,6} Parece

Figura 5.3 Relación entre el contenido de agua no evaporable del cemento y el calor de hidratación con y sin retardante ^{5.43}



que, empleada de una manera cuidadosamente controlada, una cantidad pequeña de azúcar (como 0.05 por ciento de la masa de cemento) actuará como un retardante aceptable: el retraso del fraguado del cemento es de aproximadamente cuatro horas. ^{5.55} La acción retardante del azúcar se da probablemente por la prevención de la formación de C-S-H. ^{5.50} Sin embargo, los efectos exactos del azúcar dependen en forma importante de la composición química del cemento. Por esta razón, el comportamiento del azúcar, y en verdad el de cualquier retardante, se deberá determinar mediante mezclas de prueba con el cemento que se va a emplear en la construcción.

Una cantidad grande de azúcar, digamos de 0.2 a 1 por ciento del peso del cemento, impedirá virtualmente al fraguado de éste. Tales cantidades se pueden usar, por tanto, como para una "neutralización" barata, por ejemplo, cuando una mezcladora o un agitador se ha descompuesto y no se puede descargar. En la construcción del túnel entre Inglaterra y Francia en los primeros años de la década de 1990, se usaron melazas para impedir el fraguado de concreto residual ya que no era posible el deslavado subterráneo.

Cuando se emplea azúcar como retardante de fraguado controlado, la resistencia temprana del concreto se reduce severamente, ^{5.26} pero, después de aproximadamente siete días, hay un incremento en distintos porcentajes de resistencia, en comparación con una mezcla sin retardante. ^{5.55}

Esto es probablemente a causa del hecho de que el fraguado lento produce un gel de cemento hidratado más denso (compárese con página 249).

Es interesante observar que la efectividad de un aditivo depende del tiempo en que se adiciona la mezcla: un retraso de hasta dos minutos después de haber entrado en contacto el agua con el cemento aumenta el retraso; a veces tal retraso se puede lograr por un orden conveniente de alimentación de la mezcladora. El incremento del retraso ocurre especialmente con cementos que tienen un alto contenido de C₃A porque, una vez que algo de C₃A ha reaccionado con yeso, no adsorbe el aditivo de manera que más de éste se deja para retardar la hidratación de los silicatos de calcio, lo cual ocurre a través de adsorción encima de núcleos de hidróxido de calcio. ^{5.36}

Como los retardantes se emplean frecuentemente en clima cálido, es importante observar que el efecto retardante disminuye a temperaturas altas (véase la figura 5.4), y algunos retardantes cesan de ser efectivos a temperaturas del ambiente extremadamente altas, alrededor de 60 °C.

Los datos de Fattuhi ^{5.10} sobre la efectividad de varios aditivos reductores de agua y retardantes de fraguado, en función del retraso del fraguado inicial del concreto, se dan en la tabla 5.2; el efecto de la alta temperatura en el tiempo final de fraguado es mucho menor.

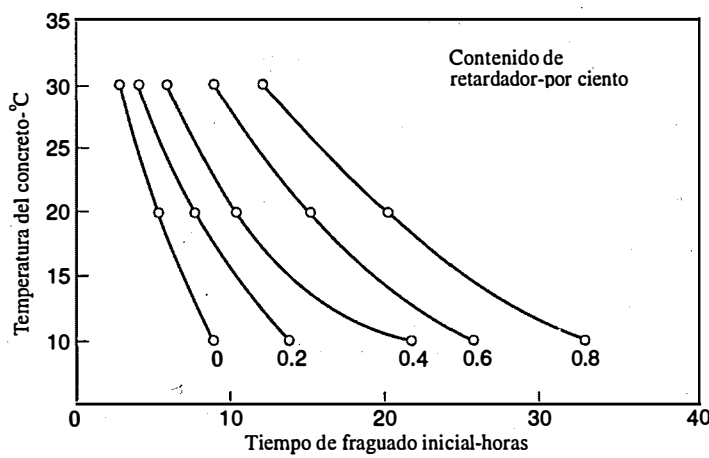


Figura 5.4. Influencia de la temperatura en el tiempo de fraguado inicial de concretos con varios contenidos de retardante (por peso de cemento) (citada en ref. 5.13)

Los retardantes tienden a aumentar la contracción plástica porque la duración de la etapa plástica se extiende, pero la contracción por secado no resulta afectada.^{5.38}

La norma ASTM C 494-92 requiere que los aditivos de tipo B retarden el fraguado inicial por lo menos una hora, pero no más de 3 ½ horas, en comparación con una mezcla de control. Se permite que la resistencia a la compresión desde la edad de tres días en adelante sea 10 por ciento menos que la resistencia del concreto de control. Los requisitos de la norma BS 5075: parte 1: 1982 son muy similares.

Aditivos reductores de agua

De acuerdo con la norma ASTM C 494-92, los aditivos que sólo son reductores de agua son llamados del tipo A, pero si las propiedades reductoras de agua están asociadas con retardantes, los aditivos se clasifican como tipo D. Existen ahí también aditivos reductores de agua y acelerantes (tipo E) pero éstos son de poco interés. Sin embargo, si el aditivo reductor de agua produce, como efecto lateral, retraso de fraguado, éste se puede combatir mediante una incorporación integral de un acelerador en la mezcla. El acelerador más común es trietanolamina (véase la página 170).

Como su nombre lo indica, la función de los aditivos reductores de agua es reducir el contenido de agua de la mezcla, usualmente en 5 a 10 por ciento, algunas veces (en concretos de trabajabilidad muy alta) hasta 15 por ciento. Así, el propósito de utilizar un aditivo reductor de agua en una mezcla de concreto es permitir una reducción en la relación agua/cemento mientras se conserva la trabajabilidad deseada o, en forma alterna, mejorar su trabajabilidad a una relación dada de agua/cemento. Aunque no se deberá emplear agregado de mala granulometría, los aditivos reductores de agua mejoran las propiedades del concreto fresco hecho con agregado de granulometría pobre, por ejemplo una mezcla áspera (véase las páginas 114 y 521). El concreto que contiene un aditivo reductor de agua generalmente muestra segregación baja y buena "plasticidad".

Los aditivos reductores de agua también se pueden utilizar en concreto bombeado o en concreto colocado por un tremie.

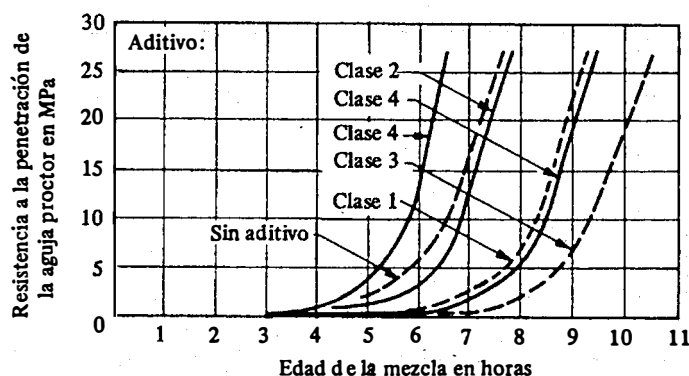
Los dos grupos principales de aditivos del tipo D son: (a) ácidos lignosulfónicos y sus sales, y (b) ácidos hidroxilados carboxílicos y sus sales. Las modificaciones y derivados de éstos no actúan como retardantes, y se pueden aun compor-

Tabla 5.2. Influencia de la temperatura del aire sobre la retraso del tiempo de fraguado inicial del concreto * mediante aditivos reductores de agua y retardantes de fraguado^{5.10} (Copyright ASTM-reproducido con permiso)^{5.13}

Tipo de ASTM C 494-92	Naturaleza del aditivo	Retardao en el tiempo de fraguado inicial (h:min) a la temperatura de:		
		30°C	40°C	50°C
D	Sal de sodio con ácido hidroxílico	4:57	1:15	1:10
D	Sal de calcio a base de lignina	2:20	0:42	0:53
D	A base de lignosulfonato de calcio	3:37	1:07	1:25
B	A base de fosfato	—	3:20	2:30

* Medido por resistencia a la penetración de acuerdo con la ASTM C 403-92

Figura 5.5. Efecto de varios aditivos reductores de agua en el tiempo de fraguado del concreto. ^{5.28} Los números 1 y 2 se basan en lignosulfonato; 3 y 4 se basan en ácido hidroxilado carboxílico



tar como acelerantes ^{5.28} (véase la figura 5.5): ellos son por lo tanto del tipo A o E (véase la página 167).

Los componentes activos principales de los aditivos son agentes activos superficiales. ^{5.27} Estos son sustancias que están concentradas en la superficie de unión entre dos fases inmiscibles, y que alteran las fuerzas fisicoquímicas que actúan en esta superficie de unión. Las sustancias son adsorbidas por las partículas de cemento, dándoles una carga negativa que conduce a la repulsión entre las partículas, es decir, a su defloculación, resultando en una estabilización de una dispersión; las burbujas de aire también son repelidas y no pueden pegar por sí solas a las partículas de cemento. Debido a la floculación atrapan algo de agua y también porque donde las partículas de cemento se tocan unas con otras, sus superficies que se tocan no están disponibles para hidratación temprana, los aditivos reductores de agua aumentan el área superficial del cemento que puede sufrir hidratación inicial y aumentan también la cantidad de agua disponible para hidratación.

Además, la carga electrostática causa el desarrollo, alrededor de cada partícula, de una funda de moléculas de agua orientadas que impide un acercamiento estrecho de las partículas unas con otras. Por lo tanto, las partículas tienen una mayor movilidad, y el agua liberada de la influencia restringente del sistema floculado queda disponible para lubricar la mezcla de manera que aumente la trabajabilidad. ^{5.27} Algunos aditivos del tipo D son también adsorbidos sobre los productos de hidratación del cemento.

Como un efecto de la dispersión de las partículas de cemento, ya mencionado, es exponer una mayor área superficial de cemento a la hidratación, la cual progresa por tanto a una razón más alta en las etapas tempranas, hay un aumento en la resistencia del concreto, en comparación con una mezcla de la misma relación agua/cemento pero sin el aditivo. Una distribución más uniforme del cemento disperso por todo el concreto puede también contribuir a una resistencia más

alta, ^{5.27} porque el proceso de hidratación mejora. El aumento de resistencia es particularmente notable en concretos muy frescos, ^{5.29} pero en ciertas condiciones persiste por un largo tiempo.

Aunque los aditivos reductores de agua afectan la rapidez de hidratación del cemento, la naturaleza de los productos de hidratación no cambia, y así es la estructura de la pasta de cemento hidratada. Consecuentemente, el uso de aditivos reductores de agua no afecta la resistencia del concreto a la congelación y deshielo. ^{5.2} Esta aseveración es válida con la condición de que la relación agua/cemento no se incrementa en conjunción con el uso del aditivo. Más generalmente, al estimar los beneficios de los aditivos reductores de agua, es vital utilizar una base apropiada para cualquier comparación y no simplemente contar con afirmaciones comerciales. Se deberá observar que, aun cuando algunos aditivos reductores de agua pueden dar por resultado retraso del fraguado, ellos no siempre reducen la rapidez de pérdida de trabajabilidad con el tiempo. ^{5.29} Un aspecto adicional que se debe considerar es el peligro de segregación del concreto y del sangrado.

La efectividad de los aditivos reductores de agua con respecto a la resistencia varía considerablemente con la composición del cemento; la mayor se logra cuando se usan con cementos de bajo álcali o de bajo contenido de C₃A. En la figura 5.6 se muestra un ejemplo del cambio en trabajabilidad de mezcla con un contenido de agua dado y una dosis de aditivo lignosulfato, como una función del contenido de C₃A del cemento portland empleado, citado por Massazza y Testolin. ^{5.13}

Generalmente, la dosificación por 100 kg de cemento es inferior en mezclas con un alto contenido de cemento. Algunos aditivos reductores de agua son más efectivos al ser utilizados en mezclas que contienen puzolanas que en mezclas con sólo cemento portland.

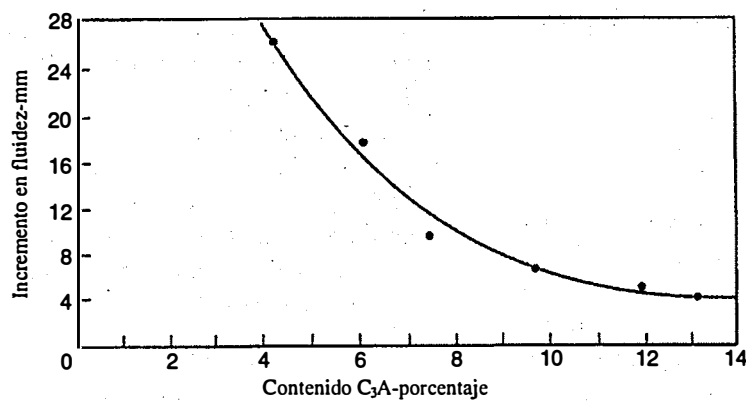


Figura 5.6. Influencia del contenido de C_3A en el cemento (a una relación constante de C_3S respecto de C_2S) sobre el incremento en el flujo del mortero (en comparación con el flujo de un mortero libre de aditivo) a una dosificación de 0.2 por ciento de un aditivo de lignosulfato (citada en la ref. 5.13)

Aunque un incremento en la dosificación de aditivo reductor de agua aumenta la trabajabilidad ^{5.2} (véase la figura 5.7), producirá un retraso asociado considerable, lo que probablemente sea inaceptable. Sin embargo, la resistencia a largo plazo no se ve afectada. ^{5.28}

En muchos aditivos reductores de agua, un retraso ligero en la introducción de los aditivos dentro de la mezcla (tan bajo como 20 segundos a partir del tiempo de contacto entre cemento y agua) incrementa el comportamiento del aditivo.

La acción de dispersión de un aditivo reductor de agua también tiene algún efecto en la dispersión de aire en el agua, ^{5.1} de modo que el aditivo, especialmente con base en lignosulfonato, puede tener algún efecto en la inclusión de aire. Puesto que esto da por resultado una reducción en la resistencia del concreto (véase la página 390), el efecto es indeseable; por otro lado, el aire incluido mejora la trabajabilidad. La inclusión de aire puede ser neutralizada con la

inclusión de una cantidad pequeña de un agente de desinclusión en el aditivo reductor de agua; el agente usual es tributilfosfato. ^{5.2}

Los aditivos reductores de agua con base en lignosulfonato aumentan la contracción, pero otros aditivos reductores de agua han demostrado que no afectan. ^{5.13}

Con algunos cementos, la influencia de los aditivos reductores de agua es muy pequeña, pero, en términos generales, los aditivos son efectivos con todos los tipos de cemento portland y también con cemento de alta alúmina. La efectividad real de cualquier aditivo reductor de agua depende del contenido de cemento, contenido de agua, tipo de agregado utilizado, presencia de agentes inclusores de agua o puzolanas, así como de la temperatura. Por lo tanto, es evidente que las mezclas de prueba, que contienen los materiales reales que se van a usar en la obra, son esenciales para determinar el tipo y cantidad de aditivo para alcanzar pro-

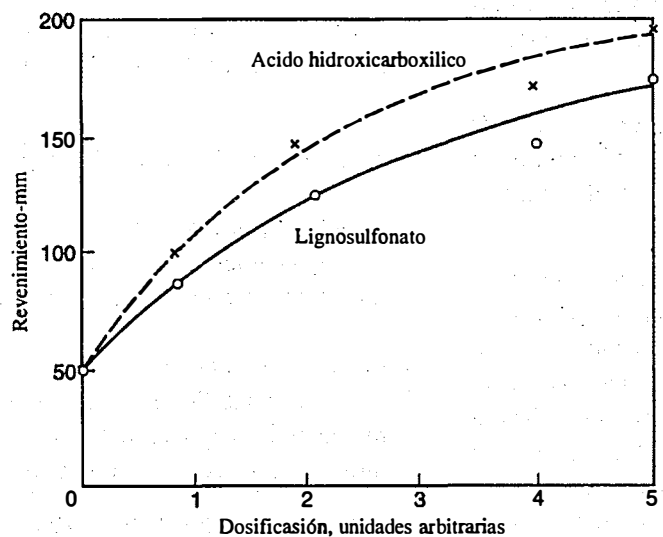


Figura 5.7. Influencia de la dosificación de retardantes sobre el revenimiento (basada en la ref. 5.2)

propiedades óptimas: el contar con los datos de los fabricantes de aditivos es insuficiente.

Superfluidificantes

Los superfluidificantes son aditivos reductores de agua, pero, significativa y claramente lo son más que los aditivos reductores de agua considerados en la sección precedente. Los superfluidificantes también suelen ser altamente distintos en su naturaleza, y hacen posible la producción de concreto que, en su estado fresco o endurecido, es considerablemente diferente del concreto hecho usando aditivos reductores de agua de los tipos A, D, o E.

Por estas razones, los superfluidificantes se clasifican aparte en la norma ASTM C 494-92, y se estudian separadamente en este libro. La norma ASTM C 494-92 se refiere a los superfluidificantes como "aditivos reductores de agua de alto rango", pero este nombre parece demasiado largo y demasiado complejo. Por otro lado, se tiene que admitir que el nombre "superfluidificantes" tiene un dejo de "supercomercialismo", pero ha llegado a ser aceptado ampliamente y tiene, al menos, el mérito de la brevedad. Por lo tanto, en este libro se va a emplear el término de superfluidificantes.

En la terminología de la ASTM, los superfluidificantes son conocidos como aditivos de Tipo F; cuando los superfluidificantes son también retardantes, son llamados aditivos del tipo G.

Naturaleza de los superfluidificantes

Existen cuatro categorías principales de superfluidificantes: condensados de melamineformaldehído sulfonado; condensado de naftalenoformaldehído sulfonado; lignosulfonatos modificados; y otros tales como ésteres acidosulfónicos y ésteres de carbohidrato.

Los dos primeros son los más comunes. Por brevedad, serán mencionados como superfluidificantes con base en melamina, y superfluidificantes con base en naftaleno, respectivamente.

Los superfluidificantes son polímeros orgánicos solubles en agua que tienen que ser sintetizados, usando un proceso complejo de polimerización, para producir moléculas largas de alta masa molecular, son en consecuencia relativamente costosos. Por otro lado, por ser fabricados para un propósito específico, sus características se pueden hacer óptimas en función de la longitud de moléculas con mínimo eslabonamiento cruzado. Tienen también un bajo contenido de impurezas, aun en dosificaciones altas, así que no exhiben efectos laterales indebidamente perjudiciales.

Una masa molecular más grande, dentro de ciertos límites, mejora la eficiencia de los superfluidificantes. Su naturaleza química también tiene un efecto, pero no es posible hacer una generalización acerca de la superioridad de superfluidificantes con base o de naftaleno o de melamina, probablemente porque más de una propiedad de un superfluidificante afecta su comportamiento y también porque las propiedades químicas del cemento usado desempeñan además un papel.^{5.21}

Casi todos los superfluidificantes están en forma de sales de sodio pero también se producen sales de calcio; las últimas, sin embargo, tienen una solubilidad inferior. Una consecuencia del uso de sales de sodio es la introducción de álcalis adicionales dentro del concreto lo cual puede ser de importancia para las reacciones de hidratación del cemento y para una reacción potencial álcali-sílice. Por esta razón, deberá conocerse el contenido de sosa de los aditivos; en algunos países, por ejemplo, Alemania, el contenido se limita a 0.02 por ciento de sosa por masa de cemento.^{5.22}

Se ha desarrollado una modificación del superfluidificante con base de naftaleno por la inclusión de un copolímero con un grupo funcional sulfónico y un grupo de carboxilo.^{5.35} Esto mantiene la carga electrostática sobre las partículas de cemento e impide la floculación por adsorción sobre la superficie de las partículas de cemento. El copolímero es más activo a temperaturas más altas, lo cual es particularmente benéfico para la elaboración de concreto en clima cálido cuando la alta trabajabilidad se puede retener hasta una hora después del mezclado.^{5.35}

Cuando no se cuenta con la información adecuada acerca de la naturaleza detallada de un superfluidificante, mucho se puede aprender a partir de pruebas químicas especializadas.^{5.15}

Las pruebas físicas hacen que sea posible distinguir los superfluidificantes de los aditivos reductores de agua.^{5.16}

Efectos de los superfluidificantes

La acción principal de las moléculas grandes es doblarse ellas mismas alrededor de las partículas de cemento y darles una carga altamente negativa de modo que se repelen unas de otras. Esto da por resultado la defloculación y la dispersión de las partículas de cemento. El mejoramiento resultante de trabajabilidad se puede explotar de dos formas: mediante la producción de concreto con una trabajabilidad muy alta o de concreto con una resistencia muy alta.

A una relación agua/cemento y contenido de agua en la mezcla dados, la acción de dispersión de los superfluidificantes incrementa la trabajabilidad del concreto, típicamente por la

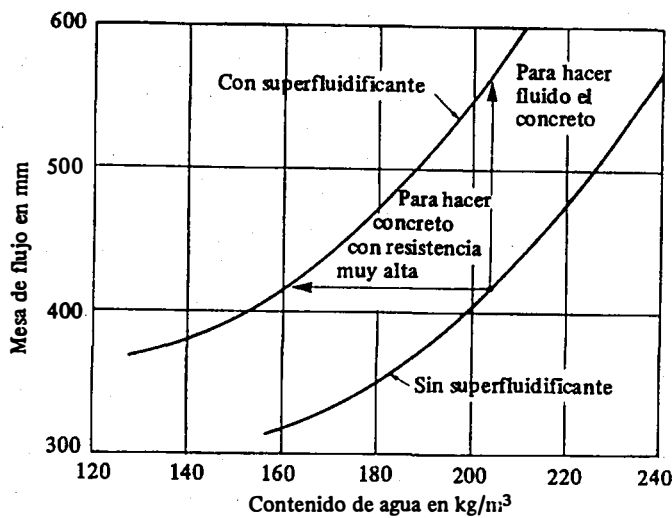


Figura 5.8. Relación entre extensión de mesa de flujo y contenido de agua de concreto con y sin superfluidificante ^{5.42}

elevación del revenimiento de 7.5 a 20 cm, permaneciendo la mezcla cohesiva (véase la-figura 5.8). ^{5.42} El concreto resultante se puede colocar con poca o sin ninguna compactación y no está sujeto a exceso de sangrado o de segregación. Tal concreto se denomina *concreto fluido* y es útil para colocarse en secciones altamente reforzadas, en áreas inaccesibles en losas de pisos y de caminos, y también donde se desean colados muy rápidos. Se cree que el concreto fluido compactado debidamente desarrolla adherencia normal con el refuerzo. ^{5.52} Se deberá recordar que, cuando se proyectan las cimbras, se considera que el concreto fluido puede ejercer una completa presión hidrostática.

El segundo uso de los superfluidificantes es en la producción de concreto de trabajabilidad normal, pero con una resistencia extremadamente alta debida a una reducción muy considerable de la relación agua/cemento. Las relaciones agua/cemento bajas hasta 0.2 se han empleado con resistencias de cilindros a los 28 días de alrededor de 150 MPa. Por lo regular, los superfluidificantes pueden reducir el contenido de agua para una trabajabilidad dada por 25 a 35 por ciento (en comparación con la mitad de ese valor en el caso de aditivos convencionales reductores de agua), e incrementar la resistencia de 24 horas, de 50 a 75 por ciento; ^{5.39} y ocurre un aumento todavía mayor a edades algo más tempranas. Se han obtenido mezclas prácticas con una resistencia en cubos de 30 MPa en 7 horas ^{5.39} (véase la figura 5.9). Con curado de vapor de agua o curado de vapor de agua a alta presión, son posibles resistencias tempranas todavía mayores.

Los requisitos para los superfluidificantes para producir concreto fluido y para producir concreto de muy alta resis-

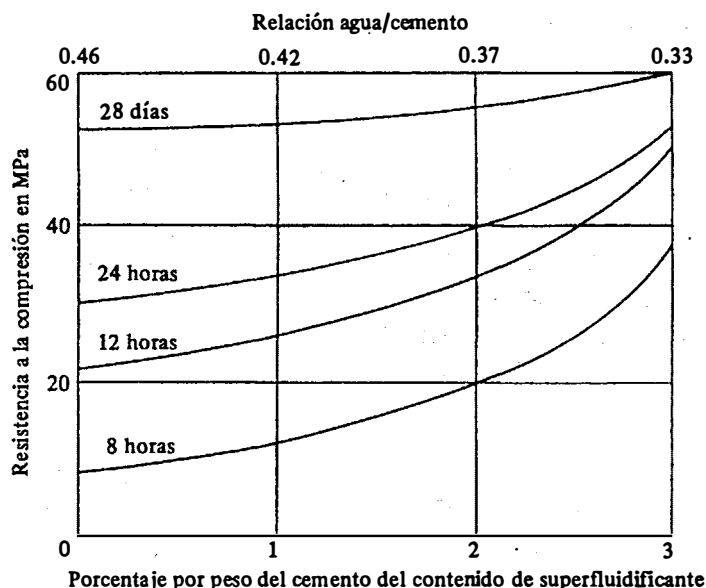
tencia están dados, respectivamente, en las normas ASTM C 1017-92 y ASTM C 494-92, y para ambos tipos de concreto en la norma BS 5075:Parte 3:1985. Vale la pena observar que los con los superfluidificantes comerciales disponibles sobrepasan en forma importante los requisitos normales para mejoramiento en trabajabilidad y en resistencia.

Los superfluidificantes no alteran fundamentalmente la estructura de la pasta de cemento hidratado; el efecto principal es una mejor distribución de las partículas de cemento y, consecuentemente, su mejor hidratación. Esto explicaría por qué, en algunos casos, se halló que el uso de superfluidificantes incrementaba la resistencia del concreto a una relación agua/cemento constante. Se han citado valores de un aumento de 10 por ciento en 24 horas y un aumento de 20 por ciento en 28 días, pero este comportamiento no se ha confirmado universalmente. ^{5.13}

Lo importante es que, a edades mayores, nunca se ha informado de ninguna regresión de la resistencia.

Aunque el mecanismo de la acción de los superfluidificantes no se ha explicado pienamente, se sabe que actúan recíprocamente con C₃A cuya hidratación es retardada. ^{5.13} Una consecuencia física es la formación de cristales de etringita, los cuales son pequeños y casi cúbicos en su forma, en lugar de parecerse a agujas. La forma cúbica mejora la movilidad de la pasta de cemento, ^{5.21} pero es improbable que sea el mecanismo principal de acción de los superfluidificantes porque ellos mejoran la trabajabilidad del cemento parcialmente hidratado en el cual los cristales de etringita ya están formados. El destino final de los superfluidificantes no se conoce completamente. ^{5.49}

Figura 5.9. La influencia de la adición de superfluidificantes en la resistencia temprana (medida en cubos) de concreto con un contenido de cemento de 370 kg/m^3 y colado a la temperatura del local. Cemento tipo III: todos los concretos de la misma trabajabilidad^{5,46}



La mayor parte de los superfluidificantes no producen retraso apreciable del fraguado, pero existen también superfluidificantes retardantes del fraguado, clasificados por la norma ASTM C 494-92 como tipo G. En los casos de superfluidificantes con base en naftaleno en donde se observó retraso, Aitcin y otros^{5.5} probaron que eso se aplica principalmente a las partículas de cemento de la serie de tamaños de 4 a $30 \mu\text{m}$. Las partículas de menos de $4 \mu\text{m}$ no son afectadas ya que son ricas en SO_3 y en álcalis; las partículas grandes pasan por hidratación inicial pequeña a pesar de la presencia o ausencia de un superfluidificante.^{5.5}

Puesto que los superfluidificantes no afectan significativamente la tensión superficial del agua, ellos no incluyen grandes cantidades de aire y pueden, por lo tanto, emplearse en dosificaciones altas.

Dosificación de superfluidificantes

Para aumentar la trabajabilidad de la mezcla, la dosificación normal de los superfluidificantes está entre 1 y 3 litros por metro cúbico de concreto, conteniendo el fluidificante líquido como 40 por ciento de material activo. Cuando los superfluidificantes se usan para reducir el contenido de agua de la mezcla, su dosificación es mucho más alta: 5 a 20 litros por metro cúbico de concreto. En el cálculo de la relación agua/cemento y de proporciones de mezcla en general, se debe tener en cuenta el volumen del plastificante líquido.

Es importante señalar que la concentración de sólidos en los superfluidificantes comerciales varía, de manera que se deberá hacer alguna comparación de comportamiento sobre

la base de la cantidad de sólidos, y no sobre el peso total. Para propósitos prácticos, se deberá hacer una comparación sobre la base del precio para un efecto dado.

La efectividad de una dosificación dada de un superfluidificante depende de la relación agua/cemento de la mezcla. Específicamente, a una dosificación dada del superfluidificante, la reducción del porcentaje de agua que mantiene una trabajabilidad constante es mucho más alta a relaciones bajas de agua/cemento que a relaciones altas; por ejemplo, a una relación agua/cemento de 0.40, se observó que la reducción era de 23 por ciento, y de sólo 11 por ciento a una relación agua/cemento de 0.55.^{5.13}

Cuando los superfluidificantes se usan en dosificaciones muy bajas para producir concreto de resistencia normal y de alta trabajabilidad, hay pocos problemas en seleccionar una combinación de aditivo-cemento. A dosificaciones altas, la situación es significativamente diferente, ya que el superfluidificante tiene que ser compatible con el cemento real usado, y no es suficiente que el superfluidificante y el cemento *separadamente* cumplan con sus normas respectivas. El problema de la compatibilidad se estudia en la página 475.

Pérdida de trabajabilidad

Es lógico suponer que la primera dosificación de superfluidificante se debe aplicar enseguida de que el cemento y el agua llegan a ponerse en contacto uno con el otro. De otra manera, las reacciones iniciales de hidratación harían imposible que el superfluidificante efectuara la defloculación adecuada de las partículas de cemento. Se ha aportado da-

tos de la variancia con la declaración anterior, pero no se han explicado.^{5.1}

El tiempo teórico óptimo para adicionar un superfluidificante es el que sería aproximadamente el principio del periodo inactivo sin el superfluidificante. De hecho, la adición en ese tiempo encontró por resultado la más alta trabajabilidad inicial y la mínima rapidez de pérdida de trabajabilidad.^{5.30} Este tiempo particular depende de las propiedades del cemento y tendría que establecerse por experimentación. En la construcción real, lo que rige es el sentido práctico de adicionar el superfluidificante.

La efectividad de los superfluidificantes para impedir la aglomeración de las partículas de cemento dura mientras haya suficientes moléculas de superfluidificante disponibles para cubrir la superficie expuesta de las partículas de cemento. A medida que algunas de las moléculas del superfluidificante llegan a ser atrapadas dentro de los productos de hidratación del cemento, el abastecimiento de superfluidificante se vuelve inadecuado, y la trabajabilidad de la mezcla se pierde rápidamente. Es probable que, con mezclado o agitación prolongada, algunos de los productos de hidratación inicial del cemento sean separados de la superficie de las partículas de cemento. Esto propicia que ocurra la hidratación del, hasta ahora, cemento inexpuesto. Tanto la presencia de los productos separados de hidratación como la hidratación adicional tienen el efecto de reducir la trabajabilidad de la mezcla.

En la figura 5.10 se muestra un ejemplo^{5.31} de la pérdida de trabajabilidad del concreto hecho con un superfluidificante a base de naftaleno. En la misma figura se muestra para comparar, la pérdida de trabajabilidad de una mezcla sin aditivo, con el mismo revenimiento inicial. Se puede ver que la pérdida ocurre mucho más rápido con un superfluidificante, pero, por supuesto, el concreto con superfluidificante tiene una relación agua/cemento inferior y, consecuentemente, una más alta resistencia.

Debido a que la efectividad de los superfluidificantes es de duración limitada, puede ser ventajoso adicionar el superfluidificante a la mezcla en dos, o hasta tres, operaciones. Tal adición repetida, o nueva dosificación, es posible si se usa un camión revolvedor para entregar el concreto en la obra. Si la trabajabilidad se va a restaurar con la nueva dosificación algún tiempo después del mezclado original, la cantidad de superfluidificante tiene que ser adecuada para actuar tanto en las partículas de cemento como en los productos de hidratación. Por lo tanto, es necesaria una redosificación alta de superfluidificante; una redosificación baja es inefectiva.^{5.23}

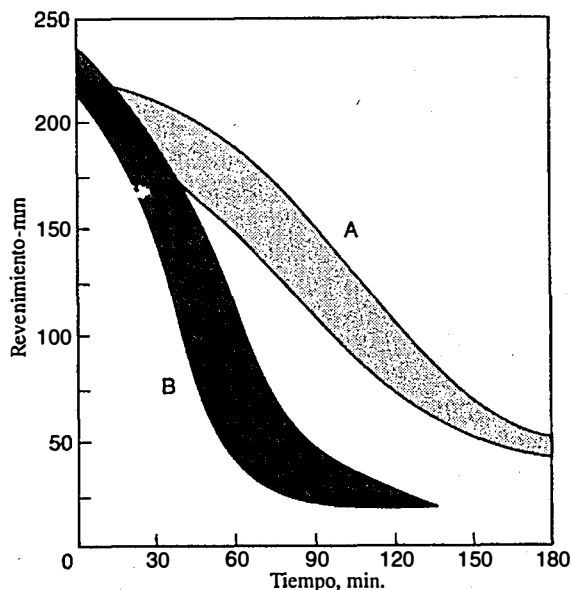


Figura 5.10 Pérdida de revenimiento de concretos con el tiempo: (A) relación agua/cemento de 0.58 y sin aditivo (B) relación agua/cemento de 0.47 y superfluidificante (basada en la ref. 5.31)

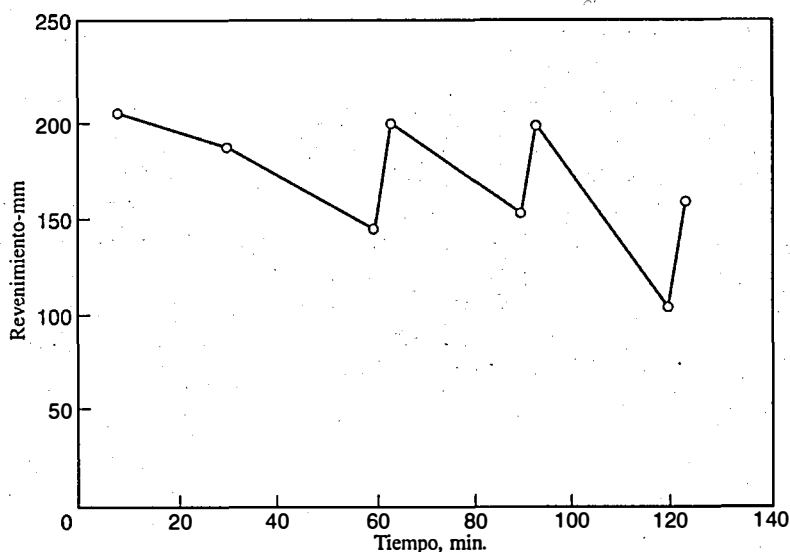
Aunque la adición repetida del superfluidificante a la mezcla es benéfica desde el punto de vista de la trabajabilidad, puede aumentar el sangrado y la segregación. Otros efectos laterales posibles son el retraso del fraguado y un cambio (para arriba o para abajo) en la cantidad de aire incluido.^{5.4} También, la trabajabilidad restaurada por la segunda dosificación puede decrecer rápidamente de manera que la redosificación se debería aplicar de preferencia inmediatamente antes de la colocación y compactación del concreto.

En la figura 5.11 se muestra un ejemplo del efecto de la aplicación de una redosificación de superfluidificante a base de naftaleno sobre la trabajabilidad, para un concreto con una relación agua/cemento de 0.50; la dosificación inicial y cada una de las tres nuevas dosificaciones fueron iguales, a saber, del 0.4 por ciento de sólidos por peso de cemento.

La cantidad de superfluidificante que se necesita adicionar para restaurar la trabajabilidad aumenta con la temperatura en el rango de 30 a 60 °C, y es mucho más alta a una relación agua/cemento de 0.40 que a relaciones más altas. Aun cuando la trabajabilidad original es restaurada por una segunda o hasta una tercera dosificación de un superfluidificante, la pérdida de trabajabilidad subsecuente llega a ser más rápida. Sin embargo, la rapidez de la pérdida no se incrementa a temperaturas más altas.^{5.18}

Hoy día, existen superfluidificantes con un largo periodo de efectividad, de manera que se puede evitar la redosificación inmediatamente antes de colar el concreto. El uso de tales

Figura 5.11 Influencia del efecto de la aplicación de una redosificación de superfluidificante a base de naftaleno sobre la trabajabilidad (basado en la referencia 5.1)



superfluidificantes ofrece un mejor control de las proporciones de mezcla y es, por lo tanto, preferible.^{5.52}

Compatibilidad del superfluidificante y el cemento

Si se usa una alta dosificación del superfluidificante para lograr una relación agua/cemento muy baja, o si la redosificación de superfluidificante no es posible, es importante establecer una combinación compatible de superfluidificante y cemento. Cuando los dos materiales están bien equilibrados, una sola dosificación alta puede conducir a la retención de trabajabilidad alta por un periodo suficientemente largo: se pueden alcanzar de 60 a 90 minutos, y, ocasionalmente, hasta dos horas.

Al mismo tiempo que se evalúa la compatibilidad, se deberá establecer la dosificación requerida del superfluidificante. La solución común es determinar la reducción del porcentaje de agua que dará por resultado la misma trabajabilidad que una mezcla sin aditivo, usando el método de mesa de fluidez de la norma ASTM C 230-90 o la BS 1881:Parte 105:1984. En forma alterna, se puede utilizar la prueba de minirrevenimiento desarrollada por Kantro.^{5.54} Aitcin y otros^{5.21} favorecen el uso del cono de Marsh para la determinación del tiempo requerido por un volumen especificado de lechada que contiene el cemento y el superfluidificante dados para fluir a través de un orificio. Generalmente, este tiempo, conocido como tiempo de flujo de Marsh, decrece con un aumento en la dosis de fluidificante hasta un valor más allá del cual hay poco progreso. Esta es la dosificación óptima. Aparte de las razones de eco-

nomía, una dosificación en exceso de superfluidificante es inconveniente porque conduce a la segregación. También deberá haber poca diferencia en trabajabilidad (que se mide por tiempo de flujo de Marsh) a los 5 y 60 minutos después del mezclado. La exposición completa de este tema se da en la página 475.

La determinación en laboratorio de la dosificación del superfluidificante deberá ir seguida por una prueba a escala natural, pero es con todo muy valiosa para verificar en forma rápida la calidad satisfactoria de un superfluidificante dado con un cemento dado. Varias propiedades del cemento son de importancia. Por ejemplo, cuanto más fino es el cemento, tanto más alta es la dosificación del superfluidificante requerido para obtener una trabajabilidad determinada.^{5.17} Las propiedades químicas del cemento, lo mismo que un alto contenido de C₃A (que reduce la efectividad de una dosis dada del superfluidificante) y como el sulfato de calcio natural utilizado como retardante, también afectan el comportamiento de los superfluidificantes.^{5.21}

A partir de la exposición anterior, se puede ver que un valor único de dosificación, algunas veces recomendado por el fabricante del superfluidificante, es de poco valor.

En la búsqueda de una combinación conveniente de cemento y superfluidificante, es a veces más sencillo variar el superfluidificante mientras que, otras veces, hay una selección de cementos disponibles; lo que no se debe suponer es que cualquier combinación indiscriminada de los materiales será satisfactoria. Se cuenta con medios seguros para establecer la compatibilidad de un cemento portland y un superfluidificante.^{5.17}

El uso de superfluidificantes

La disponibilidad de los superfluidificantes ha revolucionado el uso del concreto de diferentes maneras; ha vuelto posible colocarlo, y hacerlo, tan fácilmente, donde antes no era posible. Los superfluidificantes permiten producir concreto con resistencia significativamente superior y otras propiedades, llamado ahora concreto de alto comportamiento (véase el capítulo 13).

Los superfluidificantes no afectan significativamente el tiempo de fraguado del concreto excepto que, cuando se emplean con cementos que tienen un contenido muy bajo de C_3A , puede haber retardos excesivos.

Se pueden utilizar satisfactoriamente en concreto que contiene ceniza volante ^{5.47} y son particularmente valiosos cuando el humo de sílice está presente en la mezcla, porque ese material aumenta la demanda de agua de la misma. ^{5.32} Sin embargo, si es necesaria la redosificación, la cantidad de superfluidificante requerido es mayor que cuando el concreto no contiene humo de sílice. ^{5.19}

Los superfluidificantes no tienen influencia en la contracción, fluencia, módulo de elasticidad, ^{5.41} o resistencia a congelación y deshielo. ^{5.40} No tienen ningún efecto de *per se* en la durabilidad del concreto. ^{5.14} Específicamente, la durabilidad en exposición a sulfatos no es afectada. ^{5.41}

El uso de superfluidificantes con un aditivo inclusor de aire requiere cautela ya que algunas veces la cantidad real de aire incluido es reducida por el superfluidificante. La influencia de los superfluidificantes sobre la inclusión de aire y sobre la resistencia resultante del concreto a congelación y deshielo se considera en la página 385.

Aditivos especiales

Además de los aditivos considerados hasta ahora en el capítulo presente, existen también aditivos para otros propósitos, tales como desinclusión de aire, acción antibacterial e impermeabilización, pero éstos no están suficientemente normalizados para hacer posible la generalización segura. Además, algunos de los nombres con los que se venden ciertos aditivos dan una impresión exagerada de su comportamiento.

Esto no quiere decir que estos aditivos no sean benéficos: en muchas circunstancias, sirven para un propósito muy útil, pero se necesita establecer cuidadosamente su comportamiento antes de su empleo.

Aditivos impermeabilizantes

El concreto absorbe agua porque la tensión superficial en los poros capilares de la pasta de cemento hidratado "jala para adentro" agua por succión capilar. Los aditivos impermeabilizantes tienen como meta evitar esta penetración de agua en el concreto. Su comportamiento depende, con mucho, de si la presión aplicada del agua es baja, como en el caso de lluvia (diferente de la impulsada por el viento) o elevación capilar, o si se aplica una presión hidrostática, como en el caso de estructuras que retienen agua o estructuras tales como sótanos en terreno remojado. El término "impermeabilizante" es, por tanto, de validez dudosa.

Los aditivos impermeabilizantes pueden actuar de varias maneras, pero su efecto es principalmente hacer concreto repelente al agua. Por esto se entiende un aumento en el ángulo de contacto entre las paredes de los poros capilares, de manera que el agua es "expulsada" de los poros.

Una acción de los aditivos impermeabilizantes es a través de la reacción con el hidróxido de calcio de la pasta de cemento hidratado; ejemplos de productos empleados son el ácido esteárico y algunas grasas vegetales y animales. El efecto es hacer al concreto repelente al agua.

Otra acción de los aditivos impermeabilizantes es a través de la conglomeración en contacto con la pasta de cemento hidratado, que, a causa de su alcalinidad, descompone la emulsión "impermeabilizante"; un ejemplo es una emulsión de cera dividida en forma muy fina. El efecto aquí, es también hacer el concreto repelente al agua.

El tercer tipo de aditivo impermeabilizante lo tenemos en la forma de material muy fino que contiene estearato de calcio o algunas resinas de hidrocarburos o resinas de brea de carbón que producen superficies repelentes al agua. ^{5.2}

Aunque es valioso impartir al concreto las propiedades repelentes al agua, en la práctica, el recubrimiento completo de todas las superficies de poros capilares es difícil de lograr, con la consecuencia de que la impermeabilización completa es improbable de alcanzar. ^{5.3}

Además de su acción repelente al agua algunos aditivos impermeabilizantes, también efectúan el bloqueo de poros a través de un componente conglomerante. Desafortunadamente, hay poca información disponible para poder explicar y clasificar las acciones comprendidas, de manera que la seguridad se tiene que basar en los datos de los fabricantes junto con evidencia experimental del comportamiento de cualquier aditivo impermeabilizante particular. Habrá que recalcar que la experiencia deberá abarcar un periodo suficientemente largo para demostrar la estabilidad del aditivo impermeabilizante.

Un efecto lateral de algunos aditivos impermeabilizantes es el de mejorar la trabajabilidad de la mezcla debido a la presencia de cera dividida finalmente o de emulsiones bituminosas, que incluyen algo de aire. Estas también mejoran la cohesión del concreto pero pueden dar por resultado una mezcla "pegajosa".^{5.3}

A causa de la naturaleza de los aditivos impermeabilizantes, estos no son efectivos para resistir el ataque de gases agresivos.^{5.2}

Un último comentario que hacer sobre los aditivos impermeabilizantes es que, como se desconoce muchas veces su composición exacta, es vital cerciorarse de que no contengan cloruros, si es probable que el concreto vaya a emplearse en una situación en la cual sea sensible a corrosión inducida por cloruro.

Los aditivos impermeabilizantes se deberán distinguir de los *repelentes de agua*, basados en resinas de silicona, los cuales se aplican a la superficie del concreto. Las *membranas a prueba de agua* son recubrimientos de betún con base en emulsión, posiblemente con látex de hule, los cuales producen una película correosa con algún grado de elasticidad. La consideración de estos materiales está fuera del alcance de este libro.

Aditivos antibacteriales y similares

Algunos organismos tales como bacterias, hongos o insectos pueden afectar el concreto en forma adversa. Los mecanismos posibles^{5.3} son: liberación de sustancias químicas corrosivas por acción metabólica y creación de un ambiente que promueva corrosión del acero. También puede resultar el manchado de la superficie.

El agente común en el ataque bacterial es un ácido orgánico o mineral que reacciona con la pasta de cemento hidratado. Inicialmente, el agua alcalina de los poros dentro de la pasta de cemento hidratado neutraliza el ácido, pero la acción continua de la bacteria da por resultado el ataque más profundo.

La limpieza de la superficie es inefectiva, por que la textura de la superficie tosca del concreto aloja la bacteria, y es necesario incorporar en la mezcla algunos aditivos especiales que son tóxicos para los organismos atacantes: éstos pueden ser antibacteriales, fungicidas o insecticidas.

Los detalles más completos del ataque bacteriano están dados por Ramachandran.^{5.3} Información útil sobre aditivos antibacteriales se encuentra en el ACI 212.3 R-91,^{5.4} que presenta algunos aditivos efectivos. Se puede agregar que se ha hallado que el sulfato de cobre y el pentaclorofenol con-

trolan el crecimiento de algas o líquen sobre concreto endurecido, pero su efectividad se pierde con el tiempo.^{5.48} Por supuesto, no se deberán utilizar los aditivos que puedan resultar tóxicos.

Observaciones sobre el uso de aditivos

Los aditivos cuyo comportamiento se conoce por experiencia a temperatura normal del ambiente pueden comportarse en forma diferente a temperaturas muy altas o muy bajas. Algunos aditivos no toleran la exposición a temperaturas de congelación mientras se almacenan y se vuelven inútiles; casi todos los otros requieren descongelación y remezclado. Muy pocos no son afectados por las temperaturas de congelación.

Los aditivos cuyo comportamiento se conoce cuando se emplean separadamente, pueden no ser compatibles cuando se utilizan juntos; por esta razón, es esencial usar mezclas de prueba para cualquier combinación de aditivos.

Aun si dos aditivos son compatibles al introducirse en la mezcla; ellos pueden actuar adversamente uno con otro si llegan a estar en contacto antes de ser introducidos dentro de la mezcladora. Este es, por ejemplo, el caso de la combinación de un aditivo reductor de agua del tipo de lignosulfonato y un aditivo inclusor de aire de un tipo a base de resina de vinsol.^{5.29} En consecuencia, es una precaución sensata el descargar aditivos dentro de la mezcladora separadamente y en localizaciones diferentes, y posiblemente también en tiempos diferentes. Los detalles de sistemas de dosificación de aditivos se dan en el ACI 212. 3R-1991.^{5.4}

Al ser descargados dentro de la mezcladora, los aditivos no sólo se han de medir exactamente; también es importante que sean descargados en la parte correcta del ciclo de mezclado y en la dosificación correcta. Los cambios en el procedimiento de mezclado del concreto pueden afectar el comportamiento de los aditivos.

Es importante saber si algún aditivo que se va a usar contiene cloruros, porque, generalmente, se especifica un límite sobre el contenido *total* de iones de cloruro en la mezcla de concreto, de manera así que se han de tener en cuenta todas las fuentes de cloruros (véase el capítulo 11). Aun los llamados aditivos "libres de cloruro" pueden contener cantidades pequeñas de iones de cloruro que se originan a partir del agua empleada en la manufactura del aditivo. Cuando hay sensibilidad alta al contenido de cloruros del concreto, por ejemplo, para su empleo en concreto presforzado, se deberá averiguar el contenido exacto de cloruros del aditivo que se va a utilizar.^{5.4}

Referencias

- 5.1 V. Dodson, *Concrete Admixtures*, 211 pp. Van Nostrand Reinhold, New York, 1990.
- 5.2 M. R. Rixom and N. P. Malivaganam, *Chemical Admixtures for Concrete*, 2nd Edn, 306 pp. (E. & F. N. Spon, London/New York, 1986).
- 5.3 V. S. Ramachandran, Ed., *Concrete Admixtures Handbook: Properties, Science and Technology*, 626 pp. (Noyes Publications, New Jersey, 1984).
- 5.4 ACI 212.3R-91, "Chemical admixtures for concrete", in *ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, 31 pp. (Detroit, Michigan, 1994).
- 5.5 P.-C. Aitcin, S. L. Sarkar, M. Regourd and D. Volant, "Retardation effect of superplasticizer on different cement fractions", *Cement and Concrete Research*, 17, núm. 6, 1987, pp. 995-9.
- 5.6 F. M. Lea, *The Chemistry of Cement and Concrete* Arnold, London, 1970.
- 5.7 S. Gebler, "Evaluation of calcium formate and sodium formate as accelerating admixtures for portland cement concrete", *ACI Journal*, 80, núm. 5, 1983, pp. 439-44.
- 5.8 K. Sakai, H. Watanabe, H. Nomaci and K. Hamabe, "Preventing freezing of fresh concrete", *Concrete International*, 13, núm. 3, 1991, pp. 26-30.
- 5.9 C. J. Korhonen and E. R. Cortez, "Antifreeze admixtures for cold weather concreting", *Concrete International*, 13, núm. 3, 1991, pp. 38-41.
- 5.10 N. J. Fattuhi, "Influence of air temperature on the setting of concrete containing set retarding admixtures", *Cement, Concrete and Aggregates*, 7, núm. 1, verano 1985, pp. 15-18.
- 5.11 P. F. G. Banfill, "The relationship between the sorption of organic compounds on cement and the retardation of hidration", *Cement and Concrete Research*, 16, núm. 3, 1986, pp. 399-410.
- 5.12 V. S. Ramachandran and J. J. Beaudoin, "Use of methanol as an admixture", *Il Cemento*, 84, núm. 2, 1987, pp. 165-72.
- 5.13 F. Massaza and M. Testolin, "Latest developments in the use of admixtures for cement and concrete", *Il Cemento*, 77, núm. 2, 1980, pp. 73-146.
- 5.14 V. M. Malhotra, "Superplasticizers: a global review with emphasis on durability and innovative concretes", in *Superplasticizers and Other chemical Admixtures in Concrete*, Proc. Third international Conference, Ottawa, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-119, Detroit, Michigan, 1989, pp. 1-17.
- 5.15 E. Ista and A. Verhasselt, "Chemical characterization of plasticizers and superplasticizers", in *Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete*, Proc. Third international Conference, Ottawa, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-119, Detroit, Michigan, 1989, pp. 99-116.
- 5.16 A. Verhasselt and J. Pairon, "Rapid methods of distinguishing plasticizer from superplasticizer and assessing superplasticizer dosage", in *Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete*, Proc. Third international Conference, Ottawa, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-119, Detroit, Michigan, 1989, pp. 133-56.
- 5.17 E. Hanna, K. Luke, D. Perraton and P-C Aitcin, "Rheological behavior of portland cement in the presence of a superplasticizer", in *Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete*, Proc. Third international Conference, Ottawa, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-119, Detroit, Michigan, 1989, pp. 171-88.
- 5.18 M. A. Samarai, V. Ramakrishnan and V. M. Malhotra, "Effect of retempering with superplasticizer on properties of fresh and hardened concrete mixed at higher ambient temperatures", in *Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete*, Proc. Third international Conference, Ottawa, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-119, Detroit, Michigan, 1989, pp. 273-96.
- 5.19 A. M. Paillere and J. Serrano, "Influence of dosage and addition method of superplasticizers on the workability retention of high strength concrete with and without silica fume (in French)", in *Admixtures for Concrete: Improvement of properties*, Proc. ASTM Int. Symposium, Barcelona, Spain, Ed. E. Vázquez, Chapman and Hall, London, 1990, pp. 63-79.
- 5.20 K. Rear and D. Chin, "Non-chloride accelerating admixtures for early compressive strength", *Concrete International*, 12, núm. 10, 1990, pp. 55-8.
- 5.21 P.-C. Aitcin, C. Jolicoeur and J. G. MacGregor, "A look at certain characteristics of superplasticizers and their use in the industry", *Concrete International*, 16, núm. 15, 1994, pp. 45-52.
- 5.22 T. A. Burge and A. Rudd, "Novel admixtures", In *Cement Admixtures, Use and Applications*, 2nd Edn, Ed. P. C. Hewlett, for the Cement Admixtures Association, Longman, Harlow, 1988, pp. 144-9.
- 5.23 D. Ravina and A. Mor, "Effects of superplasticizers", *Concrete International*, 8, núm. 7, julio 1986, pp. 53-5.
- 5.24 J. J. Shideler, "Calcium chloride in concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 48, marzo 1952, pp. 537-59.
- 5.25 A. G. A. Saul, "Steam curing and its effect upon mix design", Proc. of a Symposium on Mix Design and Quality control of concrete, Cement and Concrete Assoc., London, 1954, pp. 132-42.
- 5.26 D. L. Bloem, "Preliminary test of effect of sugar on strength of mortar", *Nat. Ready-mixed Concr. Assoc. Publ.* Washington DC, agosto 1959.
- 5.27 M. E. Prior and A. B. Adams, "Introduction to producers' papers on water-reducing admixtures and set-retarding admixtures for concrete", *ASTM Sp. Tech. Publ.* núm. 226, 1960, pp. 170-9.

- 5.28 C. A. Voll, "Effect of water-reducing admixtures and set-retarding admixtures on properties of plastic concrete", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 266, 1 pp. 180-200.
- 5.29 B. Foster, "Summary: Symposium on effect of water-reducing admixtures and set-retarding admixtures on properties of concrete", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 266, 1960, pp. 240-6.
- 5.30 G. Chiocchio, T. Mangialardi and A. E. Paolini, "Effects of addition time of superplasticizers in workability of portland cement pastes with different mineralogical composition", *Il Cemento*, 83, núm. 2, 1986, pp. 69-79.
- 5.31 S. H. Gebler, "The effects of high-range water reducers on the properties of freshly mixed and hardened flowing concrete", *Research and Development Bulletin RD0.81.01T*, Portland Cement Association, 12, pp. 1982.
- 5.32 T. Mangialardi and A. E. Paolini, "Workability of superplasticized microsilica-portland cement concretes", *Cement and Concrete Research*, 18, núm. 3, 1988, pp. 351-62.
- 5.33 P. C. Hewlett, "Ed., *Cement Admixtures, use and Applications*", 2nd Edn, for the Cement Admixtures Association, 166 pp. Logman, Harlow, 1988.
- 5.34 J. M. Dransfield and P. Egan, "Accelerators, in cement admixtures, use and applications", 2nd Edn, P. C. Hewlett, for the Cement Admixtures Association, Logman, Harlow, 1988, pp. 102-29.
- 5.35 K. Mitsui et al., "Properties of high-strength concrete with silica fume using high-range water reducer of slump retaining type", in *Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete*, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-119, Detroit, Michigan, 1989, pp. 79-97.
- 5.36 J. F. Young, "A review of the mechanisms of set-retardation of cement pastes containing organic admixtures", *Cement and Concrete Research* 2, núm. 4, 1972, pp. 415-33.
- 5.37 J. F. Young, R. L. Berger and F. V. Lawrence, "Studies on the hydration of tricalcium silicate pastes. III Influence of admixtures on hydration and strength development", *Cement and Concrete Research* 3, núm. 6, 1973, pp. 689-700.
- 5.38 C. F. Scholer, "The influence of retarding admixtures on volume changes in concrete", *Joint Highway Res. Project Report JHRP-75-21*, Purdue University, octubre 1975, pp. 30.
- 5.39 P. C. Hewlett and M. R. Rixom, "Current practice sheet núm. 33 - superplasticized concrete", *Concrete*, 10, núm. 9, London 1976, pp. 39-42.
- 5.40 V. M. Malhotra, "Superplasticizers in concrete", CANMET Report MRP/MSL 77-213, Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Ottawa, Agosto 1977, pp. 20.
- 5.41 J. J. Brooks, P. J. Wainwright and A. M. Neville, "Time-dependent properties of concrete containing a superplasticizing admixture", in *Superplasticizers in Concrete*, ACI SP-62, Detroit, Michigan 1979, pp. 293-314.
- 5.42 A. Meyer, "Experiences in the use of superplasticizers in Germany", in *Superplasticizers in Concrete*, ACI SP-62, Detroit, Michigan 1979, pp. 21-36.
- 5.43 S. M. Khalil and M. A. Ward, "Influence of a lignin-based admixture on the hydration of portland cements", *Cement and Concrete Research* 3, núm. 6, 1973, pp. 677-88.
- 5.44 L. H. McCurich, M. P. Hardman and S. A. Lammiman, "Chloride-free accelerators", *Concrete*, 13, núm. 3, London 1979, pp. 29-32.
- 5.45 P. Seligmann and N. R. Greening, "Studies of early hydration reactions of portland cement by X-ray diffraction", *Highway Research Record*, núm. 62, Washington DC, 1964, pp. 80-105.
- 5.46 A. Meyer, "Steigerung der Frühfestigkeit von Beton", *Il Cemento* 75, núm. 3, 1978, pp. 271-6.
- 5.47 V. M. Malhotra, "Mechanical properties and durability of superplasticized semi-lightweight concrete", CANMET Mineral Sciences Laboratory Report MRP/MSL 77-131, Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Ottawa, septiembre 1979, pp. 29.
- 5.48 Concrete Society, "Admixtures for concrete", Technical Report TRCSS 1, London, diciembre 1967, pp. 12.
- 5.49 F. P. Glasser, "Progress in the immobilization of radioactive wastes in cement", *Cement and Concrete Research*, 22, núms. 2/3, 1992, pp. 201-16.
- 5.50 J. R. Birchall and N. L. Thomas, "The mechanism of retardation of setting of OPC by sugars", in *The Chemistry and Chemically-Related Properties of Cement*, Ed. F. P. Glasser, *British Ceramic Proceedings* núm. 35, Stoke-on-Trent, 1984, pp. 301-315.
- 5.51 V. S. Ramachandran et al., "The role of phosphonates in the hydration of Portland cement", *Materials and Structures*, 26, núm. 161, 1993, pp. 425-32.
- 5.52 ACI 212.4R-94, "Guide for the use of high-range water-reducing admixtures (superplasticizers) in concrete", in *ACI Manual of Concrete Practice, Part. 1: Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan 1994, pp. 8.
- 5.53 B. Mather, "Chemical admixtures", in *Concrete and Concrete-Making Materials*, Eds. P. Klieger and J. F. Lamond, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169C, Detroit, Michigan 1994, pp. 491-9.
- 5.54 D. L. Kantro, "Influence of water-reducing admixtures on properties of cement paste a miniature slump test", *Research and Development Bulletin, RD079.01T*, Portland Cement Assn, 1981, pp. 8.
- 5.55 R. Ashworth, "Some investigations into the use of sugar as an admixture to concrete", *Proc. Inst. Civ. Engrs*, 31, London, junio 1965, pp. 129-45.

Capítulo 6

Resistencia del concreto

Se considera comúnmente que la propiedad más valiosa del concreto es su resistencia, aunque en muchos casos prácticos, otras características tales como la durabilidad o la permeabilidad pueden ser más importantes. No obstante, la resistencia suele dar una imagen general de la calidad del concreto por estar directamente relacionada con la estructura de la pasta de cemento hidratada. Más aún, la resistencia del concreto es, casi invariablemente, un elemento vital del diseño estructural y se especifica con fines de cumplimiento.

La resistencia mecánica del gel de cemento ya se analizó en la página 34; en este capítulo se estudian algunas de las relaciones empíricas acerca de la resistencia del concreto.

Relación agua/cemento

Dentro de la práctica de la ingeniería, se supone que la resistencia del concreto de una determinada edad, y curado en agua a una temperatura prescrita depende primariamente de dos factores: de la relación agua/cemento y el grado de compactación. En la página 185, se estudió la influencia de los vacíos en la resistencia del concreto, y ahora, en esta etapa, consideraremos sólo el concreto totalmente compactado: para propósitos de proporcionamiento de las mezclas, esto significa que el concreto endurecido contiene como 1% de vacíos de aire.

Cuando un concreto está totalmente compactado, su resistencia es inversamente proporcional a la relación agua/cemento. Esta relación fue precedida por una así llamada "ley" -pero realmente era una regla-, establecida por Duff Abrams en 1919. Estableció que la resistencia es igual a:

$$f_c = \frac{K_1}{K_2^{w/c}}$$

Donde w/c representa la relación agua/cemento de la mezcla (tomada originalmente por volumen) K_1 y K_2 son cons-

tantes empíricas. La figura 6.1 muestra la forma general de la curva de resistencia contra la relación agua/cemento.

La ley de Abrams, aunque se estableció en forma independiente, es similar a una regla general formulada por René Féret en 1896, en que ambas relacionan la resistencia del concreto con los volúmenes de agua y cemento. La regla de Féret es:

$$f_c = K \left(\frac{c}{c+w+a} \right)^2$$

donde f_c es la resistencia del concreto, c , w , y a son las proporciones volumétricas absolutas de cemento, agua y aire respectivamente, y K es una constante

Puede recordarse que la relación agua/cemento determina la porosidad de la pasta de cemento endurecida en cual-

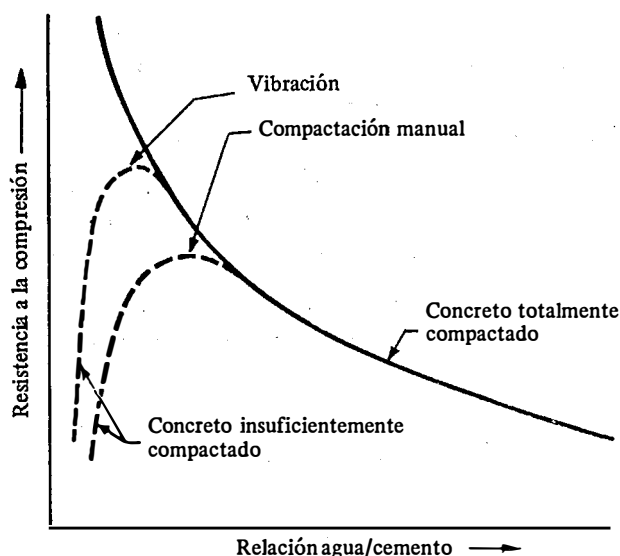


Figura 6.1. Comparación entre resistencia y relación agua/cemento del concreto.

quier etapa de hidratación (véase la página 20). Así, la relación agua/cemento y el grado de compactación afectan al volumen de vacíos en el concreto, y por esto el volumen de aire del concreto se incluye en la expresión de Féret.

La relación entre la resistencia y el volumen de vacíos será estudiada más ampliamente en otra sección posterior. En esta etapa, estamos comprometidos con la relación generalmente práctica entre resistencia y relación agua/cemento. La figura 6.1 muestra que el rango de validez de la regla de la relación agua/cemento está limitado. A valores muy bajos de la relación agua/cemento, la curva deja de seguirse cuando ya no es posible la compactación total; la posición real del punto de desviación depende del medio de compactación disponible. Parece también que las mezclas con una relación de agua/cemento muy baja y un contenido de cemento extremadamente alto (probablemente por encima de 530 kg/m^3) exhiben una retrogresión de resistencia cuando se usa agregado de gran tamaño. Además, a edades posteriores, en ese tipo de mezcla, una relación más baja de agua/cemento no conduciría a una resistencia más alta. Puede ser que este comportamiento se deba a los esfuerzos inducidos por la contracción, cuya restricción por las partículas del agregado causa agrietamiento de la pasta de cemento o pérdida de adherencia del cemento y agregado.^{6.2}

De cuando en cuando, a la regla de la relación agua/cemento, se le ha hecho la crítica de no ser suficientemente fundamental. No obstante, en la práctica, la relación agua/cemento es el factor individual más grande dentro de la resistencia del concreto totalmente compactado. Tal vez, la mejor exposición de la situación es la de Gilkey.^{6.74}

Para un determinado cemento y agregados aceptables, la resistencia que pueda ser desarrollada por una mezcla traba-

jable, adecuadamente colocada, de cemento, agregado y agua (con las mismas condiciones de mezclado, curado y de prueba) está influida por los siguientes factores:

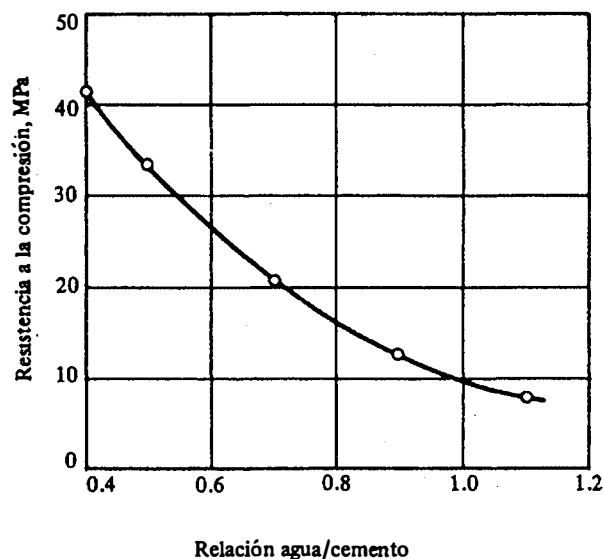
- relación cemento/agua de mezclado,
- relación de cemento/agregado,
- granulometría, textura superficial, forma, resistencia y rigidez de las partículas del agregado,
- tamaño máximo del agregado.

Se puede agregar que los factores del b) al d) son de menor importancia que el factor a) cuando se emplean agregados comunes de hasta 40 mm (1 1/2 pulg) como tamaño máximo. Sin embargo, dichos factores están presentes porque, como señalaron Walker y Bloem;^{6.74} "la resistencia del concreto resulta de:

- la resistencia del mortero;
- la adherencia entre el mortero y el agregado grueso, y
- la resistencia de la partícula del agregado grueso, es decir, su capacidad para resistir los esfuerzos que se le apliquen".

La figura 6.2 muestra que la gráfica de la resistencia contra relación agua/cemento se aproxima a la forma de una hipérbola. Esto se aplica al concreto hecho con cualquier tipo dado de agregado y a cualquier edad dada. Es una propiedad geométrica de una hipérbola $y = k/x$ que y contra $1/x$ se grafica como una línea recta. Así, la relación entre la resistencia y la relación cemento/agua es aproximadamente lineal dentro del rango de relaciones cemento/agua entre 1.2 y 2.5. Esta relación lineal, sugerida primero en la referencia 6.4, ha sido confirmada por Alexander e Ivanusec,^{6.112} y

Figura 6.2. Comparación entre resistencia de siete días y relación agua/cemento para concreto hecho con cemento portland de endurecimiento rápido.



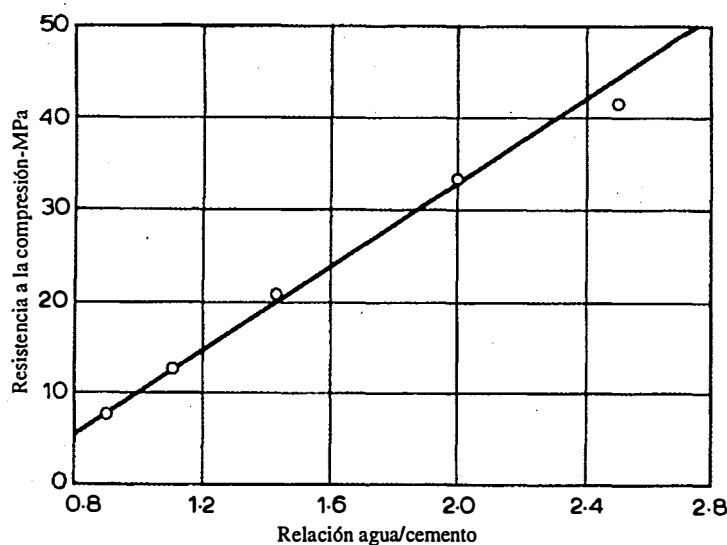


Figura 6.3. Gráfica de resistencia contra relación agua/cemento para los datos de la figura 6.2

por Kakizaki y otros.^{6.58} Está claro que es más conveniente utilizarla que la curva de la relación agua/cemento particularmente cuando se desea interpolación. La figura 6.3 muestra los datos de la figura 6.2 graficados con la relación cemento/agua como abscisa. Los valores utilizados se aplican solamente a un cemento dado y, en cualquier caso práctico, se ha de determinar la verdadera relación entre resistencia y relación cemento/agua.

La característica lineal de la relación entre resistencia y relación cemento/agua no se extiende más allá de la relación cemento/agua de 2.6, la cual corresponde a la relación agua/cemento de 0.38. En realidad, para relaciones de cemento/agua mayores de 2.6, existe una relación diferente, pero aún lineal, con la resistencia,^{6.59} como se muestra en

la figura 6.4. Esta cifra representa valores calculados para pastas de cemento que han alcanzado la máxima hidratación posible. Para relaciones agua/cemento menores de 0.38, la máxima hidratación posible es menos de 100 por ciento (véase la página 18): consecuentemente, la pendiente de la curva es diferente de aquella para valores más altos de la relación agua/cemento. Vale la pena recordar esta observación, ya que en la actualidad con frecuencia se utilizan mezclas con relaciones agua/cemento alrededor de 0.38.

El patrón de resistencia del concreto de cemento de alta alúmina es algo diferente del de un concreto hecho con cemento portland, en que la resistencia se incrementa con la relación cemento/agua a una razón progresivamente decreciente.^{6.4}

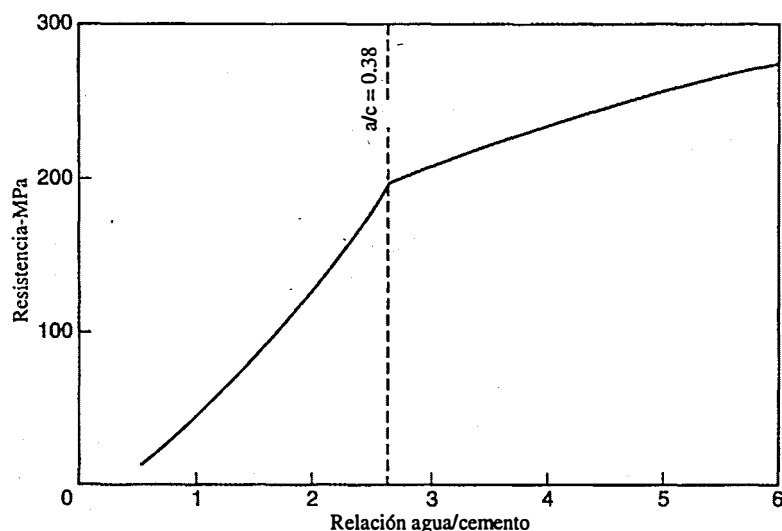


Figura 6.4. Comparación entre la resistencia calculada de pasta de cemento puro y la relación agua/cemento. Se supone que ha ocurrido la hidratación máxima posible (con base en la ref. 6.59)

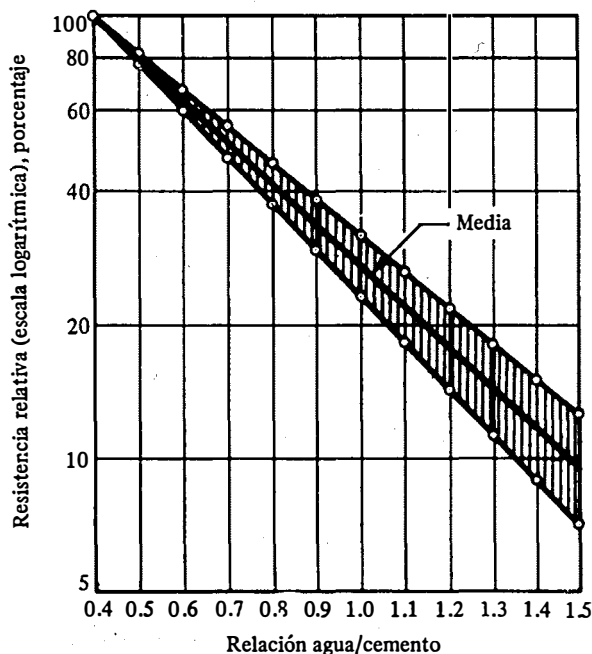


Figura 6.5. Comparación entre logaritmo de resistencia y relación agua/cemento ^{6.3}

Debe admitirse que las relaciones que aquí se analizan no son precisas, y que se pueden realizar otras aproximaciones. Por ejemplo, se ha sugerido que, como una aproximación, se puede suponer que la relación entre el logaritmo de la resistencia y el valor natural de la relación agua/cemento es lineal ^{6.3} (compárese con la expresión de Abrams). Como ejemplo, la figura 6.5 da la resistencia relativa de mezclas con diferentes relaciones agua/cemento, tomando como unidad la resistencia a la relación agua/cemento de 0.4.

Agua efectiva en la mezcla

Las relaciones prácticas estudiadas hasta ahora incluyen la cantidad de agua en la mezcla. Esto requiere una definición más cuidadosa. Se considera efectiva el agua que ocupa espacio fuera de las partículas de agregado cuando se llega a estabilizar el volumen bruto del concreto, es decir, aproximadamente en el tiempo de fraguado. Por eso se llama relación agua/cemento *efectiva, libre, o neta*.

Por lo general, el agua del concreto comprende la que se añade a la mezcla y la que retiene el agregado al entrar en las mezcladoras. Una parte de la última agua la absorbe la estructura de poros del agregado (véase la página 89) mientras que algo existe como agua libre sobre la superficie del agregado y, por lo tanto, no se diferencia en nada del agua que se añade directamente en la mezcladora. Por el contrario, cuando el agregado no está saturado y algunos de sus poros están por lo tanto llenos de aire, una parte del agua

agregada a la mezcla será absorbida por el agregado durante la primera media hora o algo así después de mezclar. En tales circunstancias, la demarcación entre agua libre y agua absorbida es un poco difícil.

Por regla general, el agregado en la obra está mojado, y el agua que excede de aquella que se requiere para que el agregado esté en una condición de saturado y superficialmente seco, se considera agua efectiva de la mezcla. Por esta razón, los datos de proporciones de la mezcla, normalmente, se basan en el agua que excede de la absorbida por el agregado, que es el agua libre. Por otro lado, algunas pruebas de laboratorio se refieren al agua *total* añadida a un agregado seco. Por lo tanto, es necesario tener cuidado al transferir los resultados del laboratorio a las proporciones de mezcla que se utilizarán en la obra, y toda referencia a la relación agua/cemento debe ser clara si se va a considerar el agua total en vez del agua libre.

Relación de gel/espacio

La influencia de la relación agua/cemento en la resistencia no constituye realmente una ley, ya que la regla de la relación agua/cemento no incluye muchas calificaciones necesarias para su validez. En particular, la resistencia a cualquier relación agua/cemento depende del grado de hidratación del cemento, y de sus propiedades físicas y químicas; de la temperatura a la que ocurre la hidratación, del contenido de aire del concreto, y también, del cambio en la relación efectiva agua/cemento y de la formación de grietas por causa del sangrado. ^{6.5} El contenido de cemento de la mezcla y las propiedades de la interface de la pasta de cemento y el agregado también son importantes.

Por lo tanto, es más correcto relacionar resistencia con la concentración de productos sólidos de la hidratación del cemento dentro del espacio disponible para estos productos; en este sentido, puede ser importante referirse de nuevo a la figura 1.10. Powers ^{6.6} ha determinado la relación entre el desarrollo de resistencia y la relación gel/espacio. Esta relación se define como la relación del volumen de la pasta de cemento hidratada respecto de la suma de los volúmenes del cemento hidratado y de los poros capilares.

En la página 18, se mostró que los hidratos de cemento ocupan más del doble de su volumen original; en los siguientes cálculos se supondrá que los productos de hidratación de 1 mm de cemento ocupan 2.06 ml; no todo el material hidratado es gel, pero como aproximación lo consideramos como tal. Sea:

$$c = \text{masa del cemento}$$

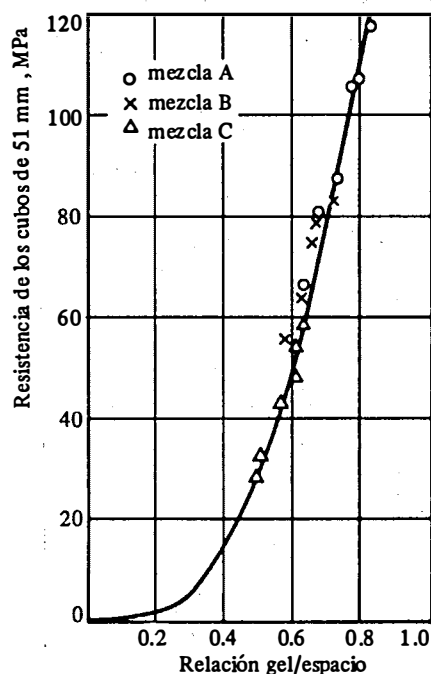


Figura 6.6 Comparación entre la resistencia a la compresión del mortero y la relación gel/espacio ^{6.8}

v_c = volumen específico del cemento, que es volumen de masa unitaria

w_o = volumen del agua de mezclado, y

α = la fracción de cemento que se ha hidratado.

Entonces, ^{6.7} el volumen de gel es $2.06 v_c \alpha$ y el espacio total disponible para el gel es $v_c \alpha + w_o$. En consecuencia, la relación gel/espacio es:

$$r = \frac{2.06 v_c \alpha}{v_c \alpha + \frac{w_o}{c}}$$

Tomando el volumen específico del cemento seco igual a 0.319 ml/g, la relación gel/espacio se vuelve:

$$r = \frac{0.657 \alpha}{0.319 \alpha + \frac{w_o}{c}}$$

Se halló que la resistencia a la compresión probada por Powers ^{6.7} era $234 r^3$ MPa, y es independiente de la edad del concreto o de sus proporciones de mezcla. La verdadera relación entre la resistencia a la compresión del mortero y la relación gel/espacio se muestra en la figura 6.6: se puede observar que la resistencia es aproximadamente proporcional al cubo de la relación gel/espacio, y la cifra 234 Mpa representa la resistencia intrínseca del gel para el tipo de cemento y de espécimen utilizado. ^{6.8} Los valores numéri-

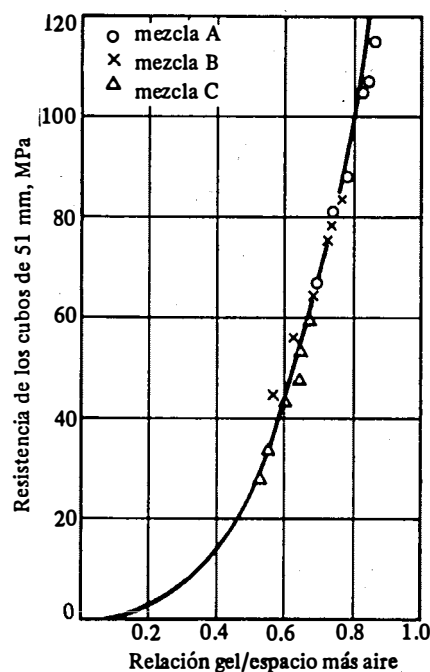


Figura 6.7. Comparación entre la resistencia a la compresión del mortero y la relación gel/espacio, modificada para incluir vacíos de aire atrapado ^{6.7}

cos difieren poco para la serie usual de cementos portland, excepto que un mayor contenido de C_3A conduce a una menor resistencia, a determinada relación gel/espacio. ^{6.5}

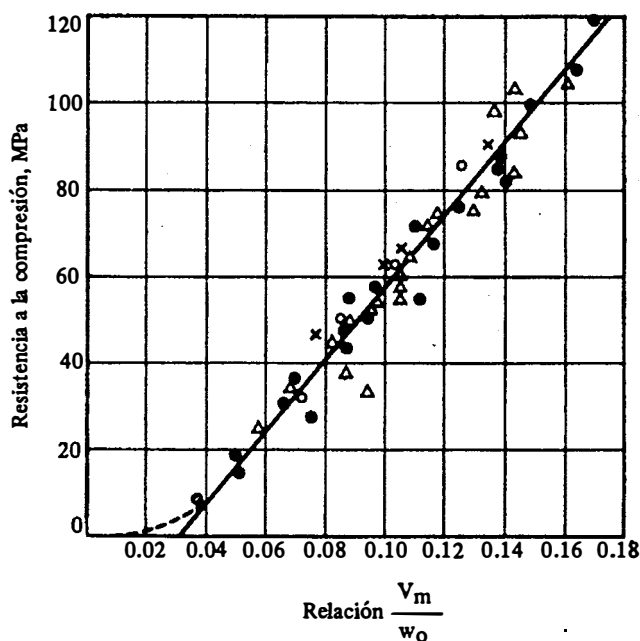
Se tiene en cuenta el hecho de que el peso específico del agua adsorbida es 1.1 (véase la página 25), estos cálculos requieren una pequeña modificación. Por tanto, el volumen real de huecos es algo mayor que el supuesto.

Si el volumen de aire presente en la pasta de cemento es A , la relación, w_o/c de la expresión de arriba se sustituye por $(w_o/c + A)$ (véase la figura 6.7). La expresión resultante para la resistencia es similar a la de Féret, pero la relación que aquí se utiliza incluye una cantidad proporcional al volumen de cemento hidratado, en lugar del volumen total del contenido, y es por tanto, aplicable a cualquier edad.

La expresión que relaciona la resistencia con la relación gel/espacio puede escribirse de distintas maneras. Puede ser conveniente utilizar el hecho de que el volumen de agua no evaporable, w_n , es proporcional al volumen del gel, y también que el volumen de agua de mezclado, w_o , está relacionado con el espacio disponible para el gel. Entonces, se puede escribir la resistencia, f'_c en kg/cm^2 , para f'_c mayor de $140 kg/cm^2$, cuando la relación es aproximadamente lineal, en la forma siguiente: ^{6.6}

$$f'_c = 2400 \frac{w_n}{w_o} - 250$$

Figura 6.8. Comparación ^{6.6} entre la resistencia de la pasta de cemento y la relación del área superficial del V_m respecto del volumen de agua de mezclado w_o .



En forma alterna, se puede usar el área superficial de gel, V_m

$$f_c = 8435 \frac{V_m}{V_o} - 250$$

La figura 6.8 muestra los datos reales de Powers para cementos con bajos contenidos de C_3A .

Se ha hallado que las expresiones mencionadas son válidas para muchos cementos, pero los coeficientes numéricos pueden depender de la resistencia intrínseca del gel producido por determinado cemento. En otras palabras, la resistencia de la pasta depende primordialmente de la estructura física del gel, pero los efectos de la composición química del cemento no se pueden despreciar; sin embargo, a edades posteriores, estos efectos son sólo menores. Otra manera de reconocer las propiedades del gel es decir que la resistencia depende principalmente de la porosidad, pero también es afectada por la capacidad del material para resistir la propagación de grietas, que es función de la adherencia. La débil adherencia entre dos cristales se puede considerar una grieta. ^{6.35}

Porosidad

El análisis de las dos secciones precedentes reveló que la resistencia del concreto es fundamentalmente una función de su volumen de vacíos. La relación entre resistencia y el volumen total de vacíos no es una propiedad única del concreto, puesto que también existe en otros materiales frágiles en los cuales el agua deja poros atrás; por ejemplo, la resis-

cia del yeso es también una función directa de su contenido de huecos ^{6.1} (véase la figura 6.9). Más aún si las resistencias de diferentes materiales se expresan como una fracción de sus respectivas resistencias a una porosidad cero, una amplia serie de materiales se adaptan a la misma relación entre resistencia y porosidad relativas, como se muestra en la figura 6.10 en el caso del yeso, el acero, el hierro, ^{6.72} la alúmina y la circonia. ^{6.73} Este patrón general es de interés para en-

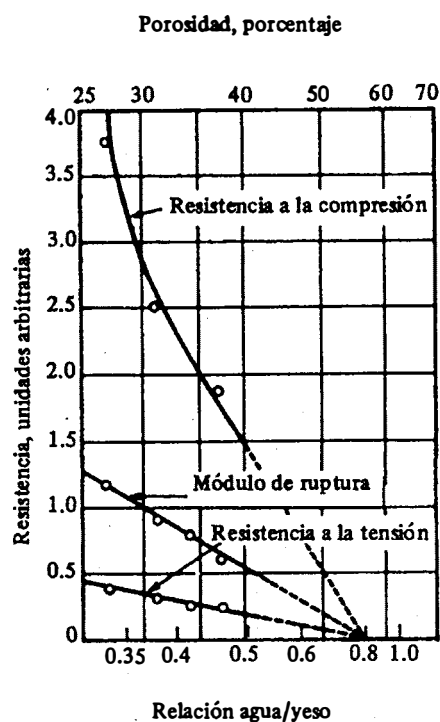


Figura 6.9 Resistencia del yeso en función de su contenido de huecos ^{6.1}

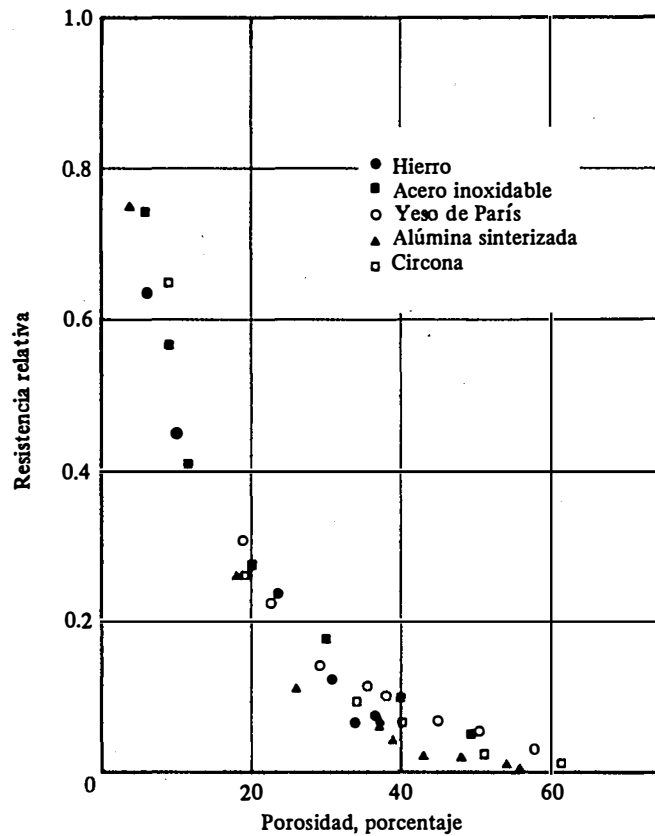


Figura 6.10. Influencia de la porosidad sobre la resistencia relativa de varios materiales

tender el papel de los vacíos en la resistencia del concreto. Además, la relación de la figura 6.10 permite ver claramente por qué los cementos densos (véase la página 195) que tienen una porosidad muy baja, tienen resistencia muy alta.

En términos estrictos, la resistencia del concreto está influida por el volumen de todos los vacíos dentro del concreto: aire atrapado, poros capilares, poros de gel y aire incluido, si está presente.^{6,10} Puede ser interesante un ejemplo del cálculo del contenido total de vacíos, y es dado a continuación.

Permita que la mezcla dada tenga proporciones de cemento, agregado fino y agregado grueso, de 1:3.4: 4.2, con una relación agua/cemento de 0.80. Se ha medido el contenido de aire atrapado y es 2.3 por ciento. Dado que el peso específico de los agregados fino y grueso es 2.60 y 2.65 respectivamente, y en la suposición de que el peso específico del cemento sea de 3.15, la relación volumétrica de cemento: agregado fino: agregado grueso: agua es

$$(V_{3.15}) : (3 \cdot \frac{1}{2.60}) : (4 \cdot \frac{1}{2.65}) : (0.80) = 0.318 : 1.31 : 1.58 : 0.80$$

Puesto que el contenido de aire es 2.3 por ciento, el volumen de los materiales remanentes debe alcanzar un total de 97.7 por ciento del volumen total de concreto.

Así pues, sobre una base de porcentaje, los volúmenes son como sigue:

Cemento (seco) =	7.8
Agregado fino =	32.0
Agregado grueso =	38.5
Agua =	<u>19.4</u>
Total =	97.7 por ciento

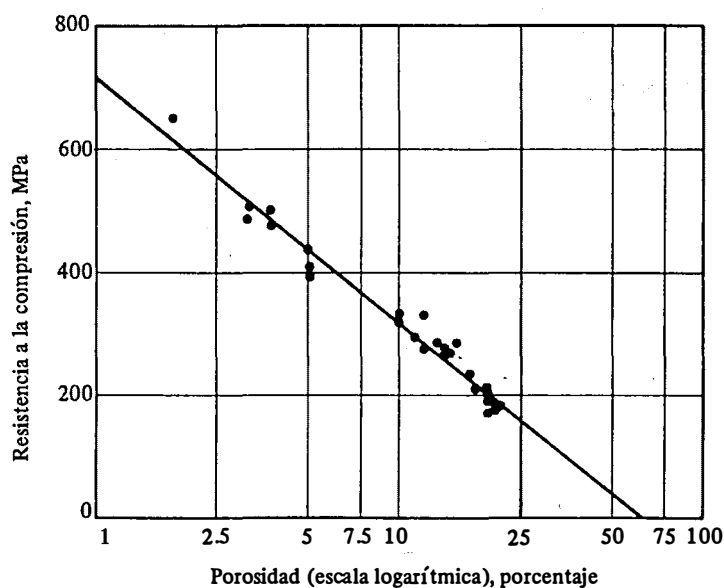
Sabemos que, en el caso dado, 0.7 del cemento se ha hidratado después de siete días de curado en agua (véase, por ejemplo, la ref. 6.32). Por lo tanto, continuando en unidades de volumen porcentuales, encontramos que el volumen del cemento hidratado es 5.5 y volumen del cemento sin hidratar es 2.3.

El volumen del agua combinada es 0.23 de la masa de cemento que ha sido hidratada (véase la página 18), es decir, $0.23 \times 5.5 \times 3.15 = 4.0$. Cuando hay hidratación, el volumen de los productos sólidos de hidratación se vuelve menor que la suma de los volúmenes del cemento y agua constituyentes en 0.254 del volumen de agua combinada (véase la página 18). En consecuencia, el volumen de los productos sólidos de hidratación es:

$$5.5 + (1 - 0.254) \times 4.0 = 8.5.$$

Como el gel tiene una porosidad característica de 28 por ciento (véase la página 18) el volumen de los poros del gel es w_g de manera tal que $w_g / (8.5 + w_g) = 0.28$, por consi-

Figura 6.11. Relación entre la resistencia a la compresión y el logaritmo de porosidad de briquetas de pasta de cemento para varios tratamientos de presión y de alta temperatura^{6.34}



guiente, el volumen de los poros de gel es 3.3. Así, el volumen de la pasta de cemento hidratada, inclusive de los poros de gel, es $8.5 + 3.3 = 11.8$. Ahora, el volumen del cemento que ha sido hidratado y el agua de mezclado es $5.5 + 19.4 = 24.9$. Por lo tanto, el volumen de los poros capilares es $24.9 - 11.8 = 13.1$. Entonces, los vacíos son:

Poros capilares =	13.1
Poros de gel =	3.3
Poros de aire =	2.3
Contenido total de vacíos =	18.7 por ciento

La influencia del volumen de poros sobre la resistencia puede expresarse por una función exponencial del tipo:

$$f_c = f_{c,0} (1 - p)^n$$

Donde

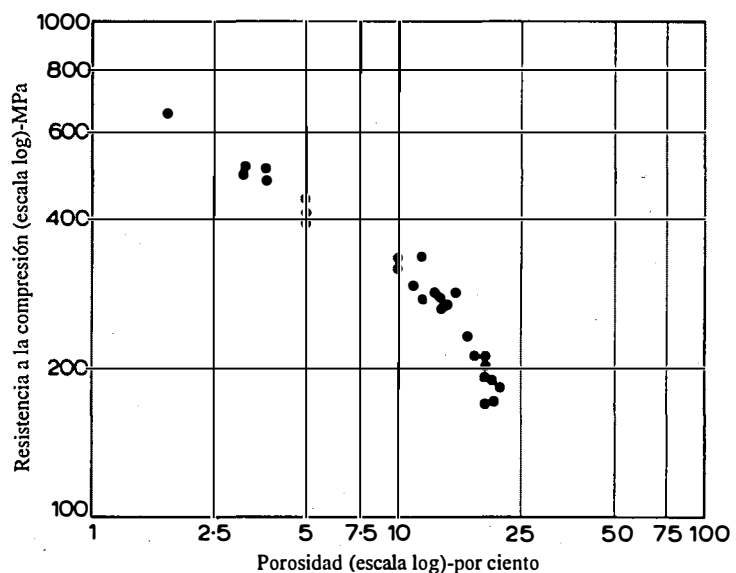
p = porosidad, es decir, el volumen de huecos expresado como una fracción del volumen total del concreto.

f_c = resistencia del concreto con porosidad p

$f_{c,0}$ = resistencia a porosidad cero, y

n = un coeficiente, que no necesita ser constante^{6.33}

Figura 6.12. Relación entre el logaritmo de resistencia a la compresión y el logaritmo de porosidad de briquetas de pasta de cemento para varios tratamientos de presión y alta temperatura (según ref. 6.34)



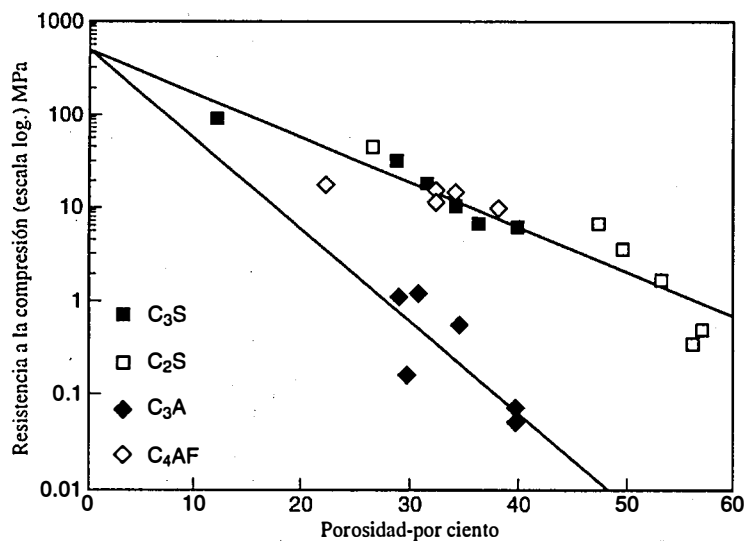


Figura 6.13 Relación entre la resistencia a la compresión y la porosidad de compuestos puros^{6.65}

Sin embargo, la forma exacta de la relación es incierta. Pruebas en briquetas de cemento prensado y tratado con calor, así como en pasta de cemento ordinario, nos dejan aún con dudas en cuanto a si el logaritmo de la porosidad está relacionado linealmente con la resistencia o con su logaritmo. Las figuras 6.11 y 6.12 dan ejemplo de esa incertidumbre. En lo que corresponde a la resistencia de los compuestos individuales del cemento, se ha hallado que están linealmente relacionados con la porosidad (véase la figura 6.13).^{6.65}

Además de su volumen, la forma y el tamaño de los poros también son factores. La forma de las partículas sólidas y sus módulos de elasticidad también influyen en la distribución de esfuerzo y, por lo tanto, la concentración de esfuerzo,

dentro del concreto. En la figura 6.14,^{6.68} se muestra un ejemplo de la distribución de poros en el concreto. Hearn y Hooton^{6.113} obtuvieron resultados similares.

El efecto de la porosidad sobre la resistencia de la pasta de cemento hidratada, ha sido estudiado ampliamente. Se requiere cuidado al traducir las observaciones sobre especímenes de pasta de cemento puro hechos en laboratorio en información útil relativa al concreto, pero es valioso un conocimiento del efecto de la porosidad sobre la resistencia de la pasta de cemento hidratado.

No hay duda de que la porosidad definida como el volumen total del volumen global de poros mayores que los poros de gel, expresada como un porcentaje del volumen global de

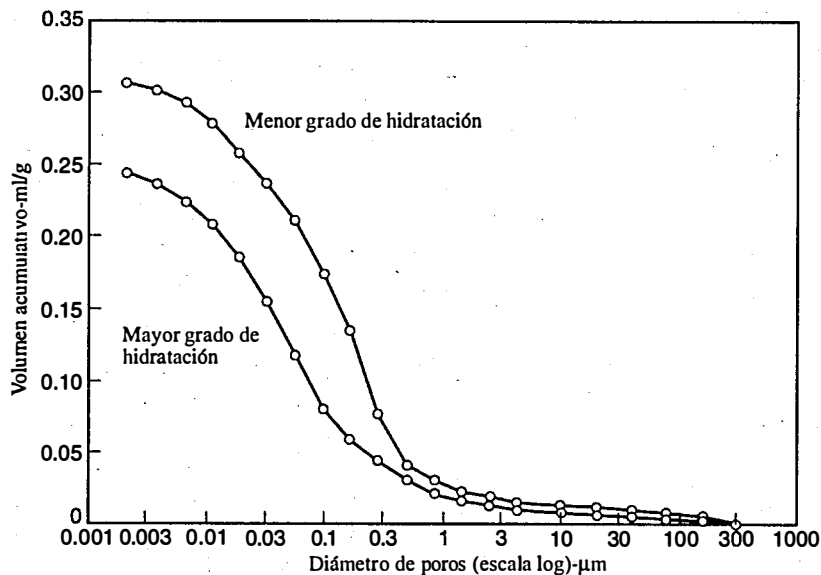
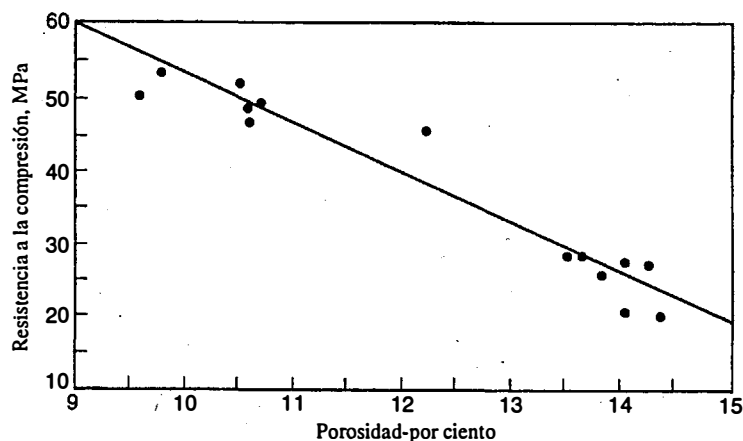


Figura 6.14. Volumen acumulado de poros más grandes que el diámetro de poro indicado en concreto con una relación agua/cemento de 0.45 a 20 °C (con base en la ref. 6.68)

Figura 6.15. Relación entre la resistencia a la compresión del mortero y la porosidad calculada a partir del volumen de poros más grandes que 20 nm de diámetro (con base en la ref. 6.66)



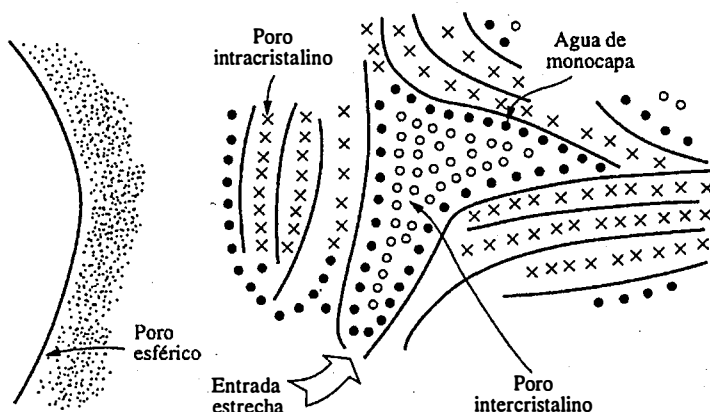
la pasta de cemento hidratado, es un factor primario que tiene influencia en la resistencia de la pasta de cemento. Rössler y Odler^{6.63} establecieron una relación lineal entre resistencia y porosidad, dentro del rango de esta última entre 5 y 28 por ciento. El efecto de los poros con un diámetro menor de 20 nm se encontró insignificante.^{6.64} La relación entre la resistencia del mortero y la porosidad basada en el volumen de los poros con diámetro mayor de 20 nm, se muestra en la figura 6.15.^{6.66} Consecuentemente, debe considerarse además de la porosidad total, el efecto de la distribución del tamaño de poro sobre la resistencia. Generalmente, a una porosidad dada, los poros menores conducen a una resistencia más alta de la pasta de cemento.

Aunque el tamaño del poro es, por conveniencia, expresado como un diámetro, no significa que todos los poros sean de forma cilíndrica o esférica: el "diámetro" representa una esfera con la misma relación de volumen respecto del área superficial que la totalidad de poros. Sólo los macroporos, es decir aquéllos cuyo diámetro es mayor de aproximadamente 100 nm, son aproximadamente esféricos. La figura

6.16 muestra una representación diagramática de los diversos poros. Esta figura es una extensión y modificación de la figura 1.13. Los poros esféricos se originan a partir de burbujas de aire residuales o de empaquetamientos de acomodo imperfecto de partículas de cemento, pero no son fácilmente detectados con las mediciones de porosimetría, puesto que sólo son accesibles a través de poros que se conectan, las cuales tienen una entrada estrecha (véase la figura 6.16).^{6.70}

La dependencia de la resistencia de la pasta de cemento hidratado respecto de su porosidad y de la distribución del tamaño de poros, es fundamental. Artículos de investigación consideran ocasionalmente una relación entre resistencia y contenido de yeso del cemento, pero esto es resultado del hecho de que el contenido de yeso afecta el progreso de la hidratación del cemento y, de esa manera, la distribución de poros dentro de la pasta de cemento hidratado. Sin embargo, el problema se complica por el hecho de que diferentes métodos de determinación de porosidad no siempre producen los mismos valores^{6.69}. La razón principal de

Figura 6.16. Representación diagramática del sistema de poros en pasta de cemento hidratado (con base en el modelo de Rahman de la ref. 6.70)



esto es que el proceso de medición de porosimetría, en especial si comprende remoción o adición de agua,^{6.67} afecta la estructura de la pasta de cemento hidratado. Cook y Haver^{6.114} analizan el empleo de la intrusión de mercurio en estudios del sistema de poros en la pasta de cemento. Este método supone que los poros se vuelven más estrechos con la profundidad mientras que, de hecho, algunos poros tienen acceso restringido: esto deforma el valor de la porosidad medida por porosimetría de intrusión de mercurio.^{6.115}

Como se señaló, la mayor parte del trabajo experimental sobre porosidad de pasta de cemento hidratado se ha realizado sobre especímenes de pasta de cemento puro o de mortero. En el concreto, las características de poros de cemento hidratado son algo diferentes, a causa de la influencia de las partículas de agregado grueso sobre la pasta de cemento de su alrededor. Winslow y Liu^{6.68} encontraron que, con la misma composición de pasta y el mismo grado de hidratación, la presencia de agregado grueso da por resultado una porosidad incrementada; incluso la presencia de agregado fino tiene un efecto similar, pero pequeño. La diferencia de porosidad entre concreto y pasta de cemento puro, a la misma relación agua/cemento, se incrementa con el progreso de hidratación y se origina por la presencia en el concreto de algunos poros mayores que aquellos que pueden existir en la pasta de cemento puro.

Briquetas de cemento

Las briquetas de cemento se fabrican mediante la aplicación de presión muy alta simultáneamente con alta temperatura. Por consiguiente, no se clasifican dentro del concreto, pero son de interés para aclarar el papel de la porosidad en la resistencia, ya que se puede alcanzar una porosidad tan baja como 1 por ciento.^{6.34}

Uno de los materiales más resistentes reportado^{6.62} por haberse producido con una relación agua/cemento de 0.05 cuando se compacta arrojó una resistencia de 345 Mpa. La aplicación de una presión de 340 MPa y una temperatura de 250°C ha dado por resultado briquetas con una resistencia a la compresión de aproximadamente 660 MPa y una resistencia a la tensión indirecta de 64 MPa.^{6.34}

La extrapolación de una relación experimental entre la porosidad y la resistencia a la compresión de especímenes de los compuestos individuales en el cemento portland, a una relación, agua/sólido de 0.45, sugiere que, a porosidad cero, la resistencia es aproximadamente de 500 MPa.^{6.65} Esto puede compararse con el valor calculado por Nielsen,^{6.59} quien estima la resistencia de la pasta de cemento hidratada a porosidad cero es 450 MPa.

Estos valores, aunque no son únicos, representan la resistencia intrínseca de la pasta endurecida del cemento portland.

Influencia de las propiedades del agregado grueso en la resistencia

Aunque la relación entre la resistencia y la relación agua/cemento generalmente es válida, no es independiente de otros factores. Uno de éstos se analiza en esta sección.

El agrietamiento vertical en un espécimen sujeto a compresión uniaxial se inicia durante una carga de 50 a 75 por ciento de la carga final. Esto se ha determinado a partir de mediciones del sonido transmitido a través del concreto,^{6.22} y también utilizando técnicas de velocidad de impulsos ultrasónicos.^{6.23} El esfuerzo al que se forman las grietas depende en forma importante de las propiedades del agregado grueso: la grava lisa conduce al agrietamiento con esfuerzos menores que la roca triturada áspera angular, probablemente porque las propiedades de la superficie y, hasta cierto punto, también la forma del agregado grueso,^{6.19} influyen en la adherencia mecánica.

Las propiedades del agregado afectan así la carga de agrietamiento, de distinta forma que la carga final, en la resistencia a la compresión y a la flexión de la misma manera, de modo que la relación entre ambas cantidades es independiente del tipo de agregado utilizado. La figura 6.17 muestra los resultados de Jones y Kaplan,^{6.19} cada símbolo representa un tipo de agregado grueso. Por otro lado, la relación entre las resistencias a la compresión y a la flexión depende del tipo de agregado grueso utilizado (véase la figura 6.18), puesto que (excepto en el concreto de alta resistencia) las propiedades del agregado, especialmente su forma y textura superficial, afectan mucho menos la resistencia final en compresión que a la resistencia en tensión o a la carga de agrietamiento en compresión. Este comportamiento fue confirmado por Knab.^{6.71} En concreto experimental, un agregado grueso completamente liso condujo a una resistencia a la compresión menor, típicamente en 10 por ciento, que cuando estaba áspero.^{6.38}

La influencia del tipo de agregado grueso sobre la resistencia del concreto varía en magnitud y depende de la relación agua/cemento de la mezcla. Para relaciones de agua/cemento menores de 0.4, el uso de agregado triturado ha dado por resultado resistencias hasta de 38 por ciento, mayores que cuando se utiliza grava. El comportamiento a una relación agua/cemento de 0.5 se muestra en la figura 6.19.^{6.39} Con un aumento en la relación agua/cemento, la influencia del agregado disminuye, presumiblemente porque la resistencia de la propia pasta de cemento hidratado se vuelva de

Figura 6.17. Relación entre resistencia a la flexión y esfuerzo de compresión en agrietamiento para concretos hechos con diferentes agregados gruesos^{6,19} (Crown copyright)

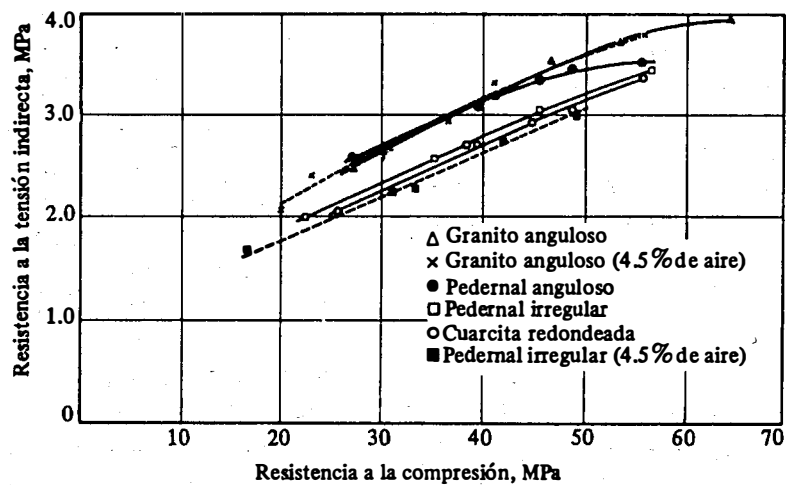
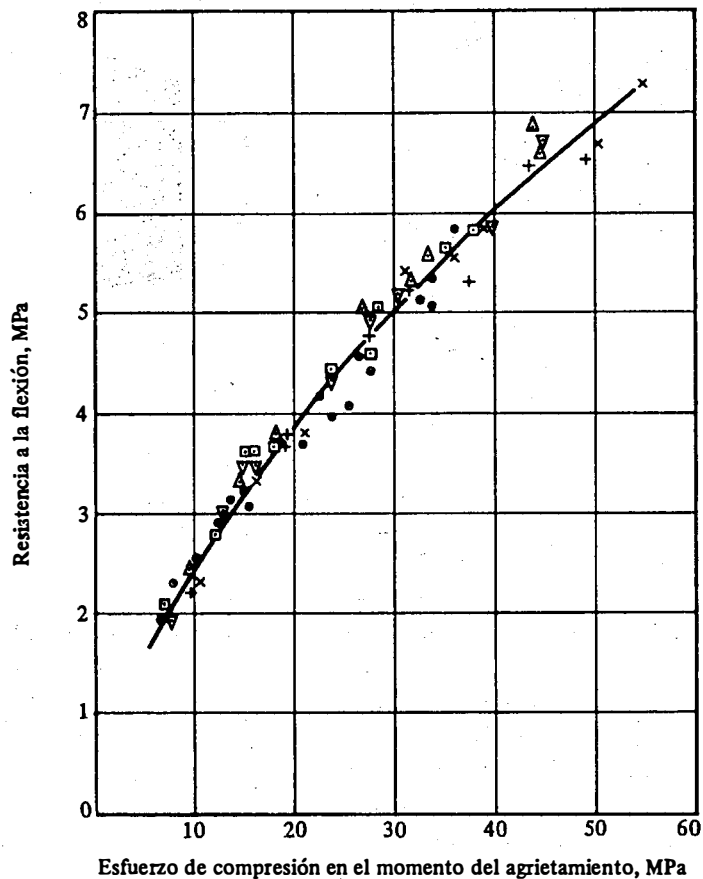


Figura 6.18. Relación entre la resistencia a la tensión indirecta para concretos de trabajabilidad constante hechos con varios agregados (relación agua/cemento entre 0.33 y 0.68, relación agregado/cemento entre 2.8 y 10.1)^{6,39} (Crown Copyright)

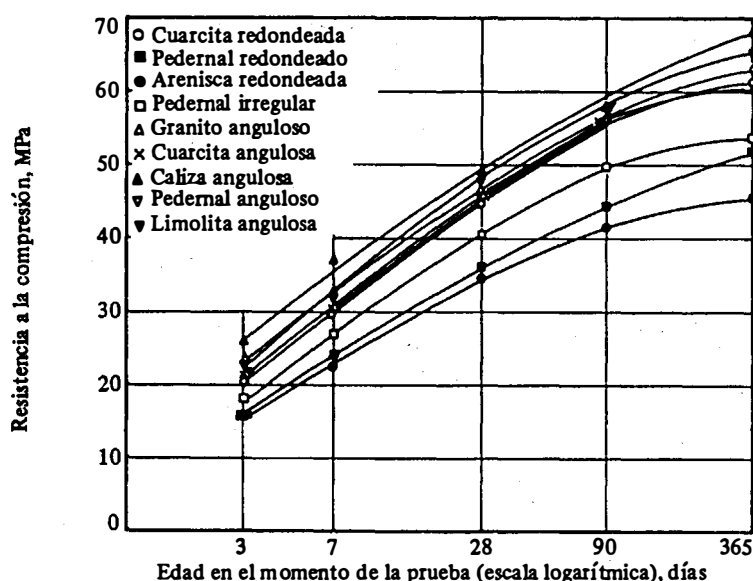


Figura 6.19. Relación entre la resistencia a la compresión y la edad para concretos hechos con varios agregados (relación agua/cemento = 0.5)^{6.39} (Crown Copyright)

La influencia del tipo de agregado grueso sobre la resistencia del concreto varía en magnitud y depende de la relación agua/cemento de la mezcla. Para relaciones de agua/cemento menores de 0.4, el uso de agregado triturado ha dado por resultado resistencias hasta de 38 por ciento, mayores que cuando se utiliza grava. El comportamiento a una relación agua/cemento de 0.5 se muestra en la figura 6.19.^{6.39} Con un aumento en la relación agua/cemento, la influencia del agregado disminuye, presumiblemente porque la resistencia de la propia pasta de cemento hidratado se vuelva de máxima importancia, y, a una relación agua/cemento de 0.65, no se ha observado ninguna diferencia en la resistencia de concretos hechos con roca triturada y grava.^{6.24}

La influencia del agregado en la resistencia a la flexión parece depender también de las condiciones de humedad del concreto en el momento de la prueba.^{6.60}

La forma y la textura de la superficie del agregado grueso también afectan la resistencia al impacto del concreto, siendo la influencia cualitativamente la misma que en la resistencia a la flexión.^{6.61} (véase la página 81).

Kaplan^{6.25} observó que la resistencia a la flexión del concreto generalmente es menor que la resistencia a la flexión del mortero correspondiente. Así, el mortero parecería establecer el límite máximo de resistencia a la flexión del concreto y la presencia del agregado grueso generalmente reduce esta resistencia.

Por otra parte, la resistencia del concreto a la compresión es mayor que la del mortero, lo que, según Kaplan, indica que la trabazón mecánica del agregado grueso contribuye a la resistencia del concreto en compresión. No obstante, no se ha confirmado que este comportamiento corresponda en forma general. En la siguiente sección se tratará más a cerca

de la influencia del agregado grueso en la resistencia. Aquí, es útil notar que las partículas de agregado grueso actúan como supresores de grietas, de manera que, con carga creciente, es probable que se abra otra grieta. Por lo tanto, la falla es gradual, y aún en tensión, existe una parte descendente de la curva de esfuerzo - deformación.

Influencia de la relación agregado/cemento en la resistencia

El comportamiento anómalo de las mezclas extremadamente ricas con respecto a la resistencia fue mencionado en la página 270, pero la riqueza de la mezcla afecta la resistencia de todos los concretos de resistencia media y alta, es decir, aquellos con una resistencia de aproximadamente 35 MPa o más. No hay duda de que la relación agregado/cemento sólo es un factor secundario en la resistencia del concreto, pero se ha descubierto que, para una relación agua/cemento constante, una mezcla más pobre conduce a una resistencia mayor^{6.12} (véase la figura 6.20).

Las razones de este comportamiento no son claras. En ciertos casos, una parte del agua puede ser absorbida por el agregado: una cantidad más grande de agregado absorbe una mayor cantidad de agua, reduciéndose así la relación efectiva agua/cemento. En otros casos, un contenido mayor de agregado produciría una menor contracción y un menor sangrado, y por lo tanto, un menor daño a la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento; igualmente, los cambios térmicos provocados por el calor de la hidratación del cemento serían menores.^{6.80} Sin embargo, la explicación más verosímil descansa en el hecho de que el contenido total de agua por metro cúbico de concreto es menor en una mezcla pobre que en una mezcla rica. Como resultado, en

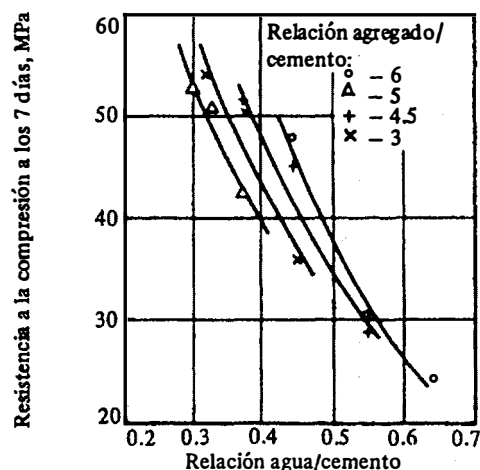


Figura 6.20. Influencia de la relación agregado/cemento sobre la resistencia del concreto ^{6.13}

una mezcla más pobre, los vacíos forman una fracción más pequeña del volumen total del concreto, y estos vacíos son los que tienen un efecto adverso sobre la resistencia.

Estudios sobre la influencia del contenido de agregado en la resistencia del concreto con una calidad dada de pasta de cemento indican que, cuando el volumen de agregado (como un porcentaje del volumen total) se incrementa de cero a 20, hay un descenso gradual de la resistencia a la compresión, pero entre 40 y 80 por ciento hay un incremento. ^{6.40} La figura 6.21 muestra el patrón de comportamiento. Todavía no están claras las razones para este efecto,

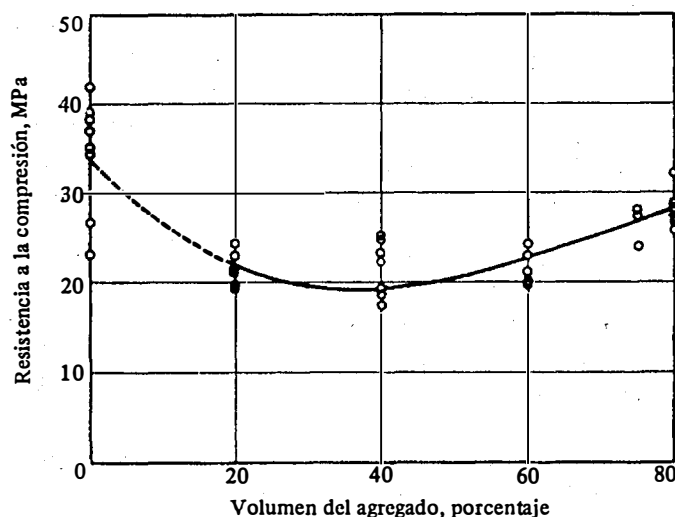
pero es el mismo a diferentes relaciones agua/cemento. ^{6.41} La influencia del volumen de agregado en la resistencia a la tensión es similar ^{6.40} (véase la figura 6.22).

Estos efectos son menores en cubos que en cilindros o prismas. En consecuencia, la relación de resistencia de cilindro respecto de resistencia de cubo (compárese con la página 414) decrece según el volumen de agregado aumenta de cero a 40 por ciento. ^{6.45} La explicación descansa probablemente en la influencia mayor del agregado sobre el patrón de grietas cuando está ausente el efecto final de los bloques de apoyo (véase la página 408).

Naturaleza de la resistencia del concreto

Se ha mencionado en repetidas ocasiones la importante influencia que ejercen los vacíos del concreto en su resistencia, y sería posible relacionar este factor con el mecanismo real de falla. Para este propósito, el concreto se considera un material frágil, aunque exhibe una pequeña cantidad de acción plástica, ya que la fractura con cargas estáticas ocurre a una deformación total moderadamente baja; como límite de comportamiento frágil, se ha sugerido una deformación de 0.001 a 0.005 a la falla. El concreto de alta resistencia es más frágil que el concreto de resistencia normal, pero no existe ningún método cuantitativo para expresar la fragilidad del concreto, cuyo comportamiento en la práctica se ubica entre los tipos frágiles y los dúctiles.

Figura 6.21. Relación ^{6.40} entre la resistencia a la compresión de cilindros (de 100 mm de diámetro, 300 mm de largo) y el volumen de agregado a una relación agua/cemento constante de 0.50



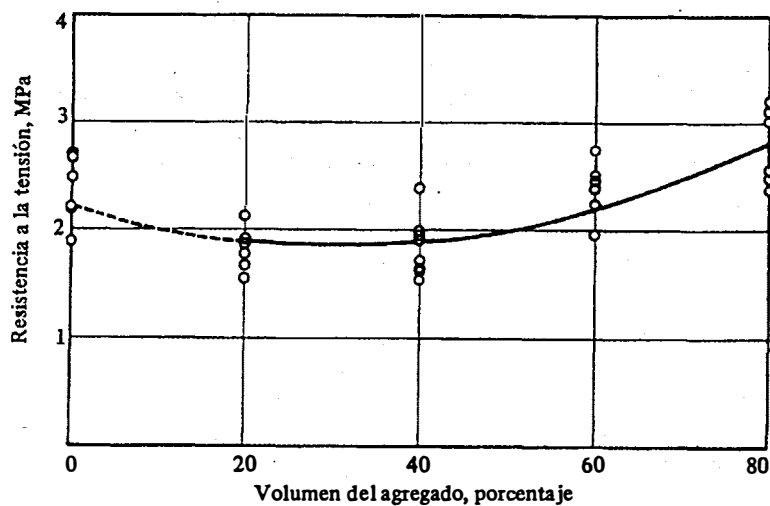


Figura 6.22. Relación ^{6.40} entre la resistencia a la tensión directa y el volumen de agregado a una relación agua/cemento constante de 0.50

Resistencia en tensión

La resistencia real (técnica) de la pasta de cemento hidratado, o de materiales quebradizos similares, como la piedra, es mucho más baja que la resistencia teórica estimada sobre la base de la cohesión molecular, y calculada a partir de la energía superficial de un sólido que se supone es perfectamente homogéneo y sin fallas. Se ha estimado que la resistencia teórica es tan alta como 10.5 GPa.

Esta discrepancia se puede explicar por la presencia de defectos postulados por Griffith.^{6.17} Estos defectos conducen a altas concentraciones de esfuerzos en el material sometido a carga, así que se alcanza un esfuerzo muy alto en volúmenes muy pequeños de espécimen, con una consecuente fractura microscópica, mientras que el esfuerzo promedio (nominal) en todo espécimen es comparativamente bajo. Los defectos varían en tamaño y sólo unos pocos de los más grandes son los que causan la falla: la resistencia de un espécimen es así un problema de probabilidad estadística, y el tamaño del espécimen afecta al esfuerzo nominal probable en el cual se observó la falla.

Se sabe que la pasta de cemento hidratado contiene numerosas discontinuidades -poros, microgrietas y vacíos- pero no se conoce el mecanismo exacto por el cual ellas afectan la resistencia. Los vacíos mismos no necesitan actuar como defectos, pero los defectos pueden ser rupturas en cristales individuales asociados con los vacíos^{6.14} o causados por contracción o mala adherencia. Esta situación no es sorprendente en vista de la naturaleza heterogénea del concreto y del método de combinar las diversas fases de este material compuesto dentro de un todo. Alford y otros^{6.81} confirmaron que los poros en la pasta de cemento no son los únicos posibles defectos críticos. En el concreto no segrega-

do, los huecos se distribuyen de manera aleatoria,^{6.15} lo cual es una condición necesaria para la aplicación de la hipótesis de Griffith. Aunque no se sabe cual es el mecanismo exacto de ruptura del concreto, es muy posible que éste se relacione con la adherencia dentro de la pasta de cemento hidratado y entre la pasta y el agregado.

La hipótesis de Griffith da por sentado falla microscópica en la ubicación de un defecto y suele suponerse que la "unidad de volumen" que contiene el defecto más débil determina la resistencia de todo el espécimen. Esta afirmación implica que cualquier grieta se extenderá por toda la sección del espécimen sujeto al esfuerzo determinado o, en otras palabras, un evento que ocurre en un elemento se identifica con el mismo evento que ocurre en el cuerpo como un todo.

Este comportamiento sólo se puede experimentar con una distribución uniforme de esfuerzos, con la condición adicional de que el defecto "segundo en mayor debilidad" no sea lo bastante fuerte para resistir un esfuerzo de $n/(n-1)$ veces el esfuerzo al cual el defecto más débil falló, donde n es el número de elementos de la sección sujeta a carga, conteniendo cada elemento un defecto.

Considerando que una fractura local se inicia en un punto y está regida por las condiciones de ese punto, el conocimiento del esfuerzo en el punto más altamente sometido a esfuerzo del cuerpo no es suficiente para predecir la falla. También es necesario conocer la distribución de esfuerzos en un volumen suficientemente grande alrededor de este punto, porque la respuesta de deformaciones dentro del material, particularmente cerca de la falla, depende del comportamiento y estado del material que rodea el punto crítico, y la posibilidad de la propagación de la falla es afectada de manera importante con este estado. Esto explicaría, por ejemplo, por qué los esfuerzos máximos de las fibras de

especímenes sujetos a flexión, en el momento de la falla incipiente, son mayores que la resistencia determinada en tensión uniforme directa: en el último caso, el material que rodea la fractura no bloquea la fractura. La figura 12.8 proporciona algunos datos reales sobre la relación entre la resistencia a la flexión y a la tensión indirecta.

Entonces podemos observar que, en un determinado espécimen, diferentes esfuerzos producirán fracturas en diferentes puntos, pero no es posible probar físicamente la resistencia de un elemento individual sin alterar su condición con relación al resto del cuerpo. Si la resistencia de un espécimen se rige por elemento más débil de éste, el problema se vuelve el del proverbial eslabón más débil de una cadena. En términos estadísticos, tenemos que determinar el valor mínimo (es decir, la resistencia del defecto más efectivo) en una muestra de tamaño n , donde n es el número de defectos del espécimen. La analogía de la cadena puede no ser del todo correcta, ya que, en el concreto, los eslabones pueden estar dispuestos tanto en paralelo como en serie, pero los cálculos que se basan en el supuesto del eslabón más débil producen resultados del orden correcto. Se sigue que la resistencia de un material frágil tal como el concreto, no se puede describir únicamente por un valor promedio: se debe dar una indicación de la variabilidad de resistencia, así como información relativa al tamaño y forma del espécimen. Estos factores se analizan en el capítulo 12.

Agrietamiento y falla por compresión

La hipótesis de Griffith se aplica a una falla bajo la acción de una fuerza de tensión, pero se puede extender a fractura sujeta a esfuerzo biaxial y triaxial y también sujeta a compresión uniaxial. Aun cuando dos esfuerzos principales sean de compresión, el esfuerzo a lo largo del borde del defecto es de tensión en algunos puntos, así que puede ocurrir fractura. Orowan^{6.16} calculó el esfuerzo máximo de tensión en el vértice del defecto de la orientación más peligrosa relativo a los ejes de esfuerzos principales como una función de los dos esfuerzos principales P y Q . Los criterios de fractura se representan gráficamente en la figura 6.23, donde K representa la resistencia a la tensión en tensión directa. La fractura ocurre con una combinación tal de P y Q que el punto que representa el estado de esfuerzo cruza la curva hacia afuera sobre el lado sombreado.

A partir de la figura 6.23, es posible observar que puede ocurrir fractura cuando se aplica compresión uniaxial; de hecho, esto se ha observado en pruebas sobre especímenes de concreto para pruebas de compresión.^{6.18} En este caso, la resistencia nominal a la compresión es de $8K$, es decir, 8 veces la resistencia a la tensión determinada en una prueba

de tensión directa. Esta cifra concuerda bien con los valores observados de la relación de la resistencia a la compresión y la resistencia a la tensión del concreto. Sin embargo, existen ciertas dificultades para reconciliar algunos aspectos de la hipótesis de Griffith con la dirección observada de las grietas en especímenes en compresión. Es posible, sin embargo, que la falla de tal espécimen esté regida por la deformación lateral inducida por la relación de Poisson. El valor de la relación de Poisson para el concreto es tal que, para elementos suficientemente alejados de los boques de apoyo de la máquina de prueba, la deformación lateral resultante puede exceder el valor de la deformación final por tensión del concreto. Entonces, la falla ocurre por separación en ángulo recto respecto de la dirección de la carga, como en la prueba de tensión indirecta (véase la página 417), y esto se ha observado con frecuencia, especialmente en especímenes cuya altura es mayor que su ancho.^{6.18} Yin y otros^{6.86} confirmaron la opinión de que el concreto falla por tensión cuando se somete a compresión uniaxial ó biaxial.

Hay importantes indicaciones desarrolladas primero en la ref. 6.14, de que no es una deformación límite o acotada, sino una deformación límite por tensión lo que determina la resistencia del concreto sujeto a carga estática: usualmente se supone que esta se halla entre 100×10^{-6} y 200×10^{-6} . El criterio de falla por deformación límite por tensión está apoyado por un análisis avanzado de Lowe.^{6.36} Se ha hallado que, en el punto de agrietamiento inicial, la deformación en la cara en tensión de una viga sujeta a flexión y la deformación por tensión lateral de un cilindro sujeto a compresión uniaxial son de magnitud similar.^{6.21} En el agrietamiento, la deformación por tensión de una viga es:

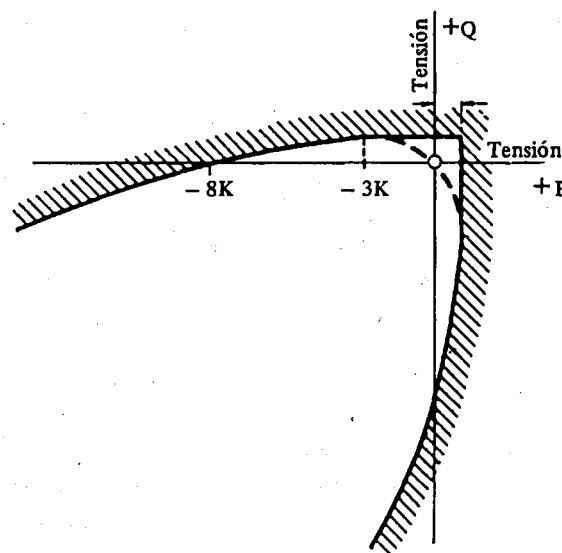


Figura 6.23. Criterios de Orowan de fractura sujeta a esfuerzo biaxial^{6.16}

esfuerzo de tensión al agrietamiento

E

Donde

E es el módulo de elasticidad del concreto en el rango de deformación lineal.

Ahora, la deformación lateral de un espécimen sujeto a compresión, cuando se observa la primera grieta, es:

$$\mu \times \text{esfuerzo de compresión en el agrietamiento}$$

E

Donde

μ es la relación de Poisson estática y

E es lo mismo que arriba.

De las igualdades observadas en ambas deformaciones aparecerá que:

$$\mu = \frac{\text{esfuerzo de tensión en el agrietamiento por flexión}}{\text{esfuerzo de tensión en el agrietamiento en un espécimen sujeto a compresión}}$$

Por lo general, la relación de Poisson varía entre 0.15 para concreto de resistencia alta, y 0.22 para concreto de resistencia baja (véase la página 293), y es significativo que la relación de las resistencias nominales a la tensión y a la compresión para diferentes concretos varíe de manera similar y casi dentro de los mismos límites. Hay entonces una posible conexión entre la relación de las resistencias nominales y la relación de Poisson, y hay también buenas bases para sugerir que el mecanismo que produce las grietas iniciales en compresión uniaxial y en tensión por flexión es el mismo.^{6.19} La naturaleza de este mecanismo no se ha establecido. Es probable que el agrietamiento sea a causa de rupturas locales de adherencia entre el cemento y el agregado.^{6.20} Sin embargo, el mecanismo básico de la falla por compresión del concreto no se ha establecido en forma segura, y hasta la definición de falla del concreto no es clara. Una propuesta es asociar la falla con el así llamado punto de discontinuidad, que se define como el punto en el cual la deformación volumétrica deja de disminuir y la relación de Poisson comienza a incrementarse respectivamente.^{6.52, 6.53} En esta etapa, se empieza a propagar agrietamiento en el mortero (véase la página 204). Esto es el inicio de la inestabilidad, y la carga sostenida por encima de este punto conducirá a la falla. La deformación lateral por tensión en la discontinuidad depende del nivel de compresión axial y es mayor para el concreto más resistente; Carino y Slate^{6.53} observaron un valor promedio de aproximadamente 300×10^{-6} a un esfuerzo de 7.5 MPa. Sin embargo, se deberá notar que otros investigadores^{6.119} informaron que la pasta de cemento hidratado sufre un daño progresivo y que el punto de discontinuidad no es un aspecto significativo.

Tabla 6.1 Valores típicos de deformación por compresión en la falla

Resistencia nominal de la compresión MPa	Deformación máxima en la falla 10^{-3}
7	4.5
14	4
35	3
70	2

La falla última que ocurre bajo la acción de compresión uniaxial es, o bien una falla por tensión de los cristales de cemento o de la adherencia en dirección perpendicular a la carga aplicada, o bien un colapso causado por el desarrollo de planos de cortante inclinados.^{6.20} Es probable que la deformación última sea el criterio de falla, pero el nivel de deformación varía según la resistencia del concreto: cuanto mayor es la resistencia, tanto menor es la deformación final. En la tabla 6.1 se dan, valores típicos mientras que los valores reales dependen del método de prueba.

Falla con esfuerzo multiaxial

Bajo compresión triaxial, cuando los esfuerzos laterales son altos, la falla debe ocurrir por trituración: por lo tanto, el mecanismo es diferente del descrito anteriormente, el comportamiento del concreto cambia de frágil a dúctil. Un aumento en compresión lateral incrementa la carga axial que se puede sostener, como se muestra, por ejemplo, en la figura 6.24.^{6.26} Con esfuerzos laterales muy elevados, se han registrado resistencias extremadamente altas^{6.11} (figura 6.25). Se deberá notar que, si el desarrollo de la presión de agua de poros en el concreto se limita con dejar que el agua de poros desplazada escape por los bloques de apoyo de la carga, entonces la resistencia aparente es mayor.^{6.75} Así en la práctica, un posible desarrollo de la presión de poros tiene importancia.^{6.84}

Se ha informado de que un esfuerzo lateral confinante de 520 MPa conduce a un esfuerzo axial de 1,200 MPa.^{6.82} Si el esfuerzo lateral por compresión aumenta progresivamente con el incremento del esfuerzo axial, aún se pueden alcanzar valores más altos de esfuerzo axial; se han alcanzado, 2,080 MPa, asociados con un gran descenso de porosidad.^{6.82}

Un esfuerzo lateral de tensión tiene una influencia similar, pero, por supuesto, en la dirección opuesta.^{6.11} Este comportamiento concuerda bien con las consideraciones teóricas de la página anterior.

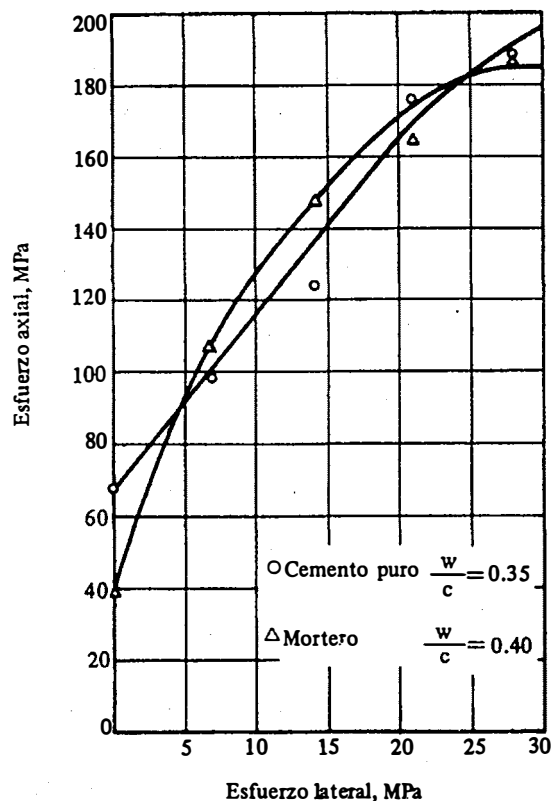
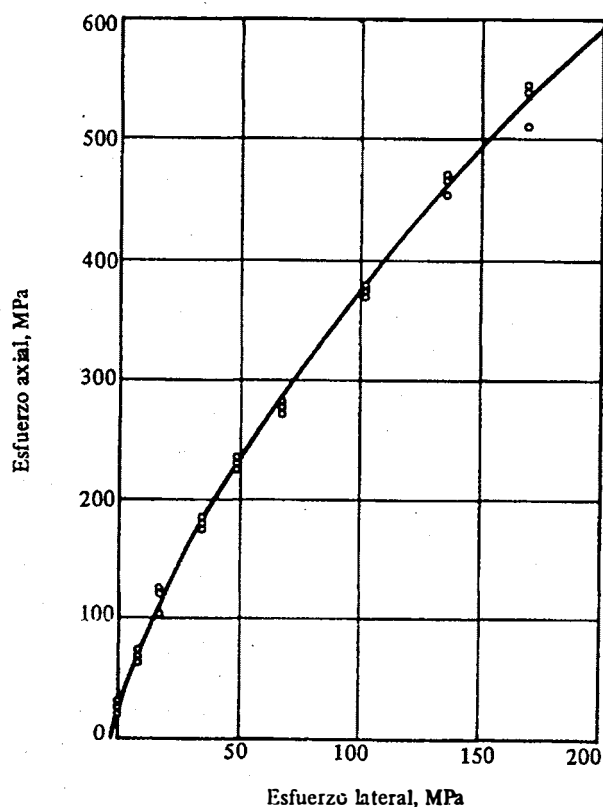


Figura 6.24 Influencia del esfuerzo lateral sobre el esfuerzo axial en la falla de pasta de cemento puro y de mortero ^{6.26}

Figura 6.25. Influencia del esfuerzo lateral alto sobre el esfuerzo axial en la falla σ_1 del concreto ^{6.11}



En la práctica, la falla del concreto sucede por un rango de esfuerzos, más bien que como un fenómeno instantáneo, así que la falla final es una función del tipo de carga.^{6.19} Esto es de especial interés cuando se aplica carga repetida -una condición encontrada frecuentemente en la práctica-. La resistencia del concreto a la fatiga se considera en el capítulo 7.

En la figura 6.26 se muestra una curva general de interacción de esfuerzo biaxial.^{6.78} Cuando hay una restricción considerable de fricción en las placas, se observa una gran interacción, pero, si se elimina efectivamente la restricción final del espécimen (por ejemplo mediante el uso de bloques con cepillo de acero, véase la página 587, el efecto es mucho menor). En la figura 6.26 se puede observar que, a un esfuerzo biaxial $\sigma_1 = \sigma_3$, la resistencia es solamente 16 por ciento mayor que en compresión uniaxial; la resistencia a la tensión biaxial no es diferente de la resistencia a la tensión uniaxial.^{6.78} Estos hallazgos fueron confirmados por otros investigadores^{6.9., 6.54., 6.86} Sin embargo, se observaron algunas diferencias a causa de la variación en la rapidez de carga y el tipo de agregado grueso en el concreto.^{6.86} Los datos experimentales sobre interacción están graficados en la figura 6.27; éstos se obtuvieron con cargas de placas de cepillos de acero y con el uso de membranas fluidas y placas sólidas.^{6.46} Algunos datos contradictorios de otros investi-

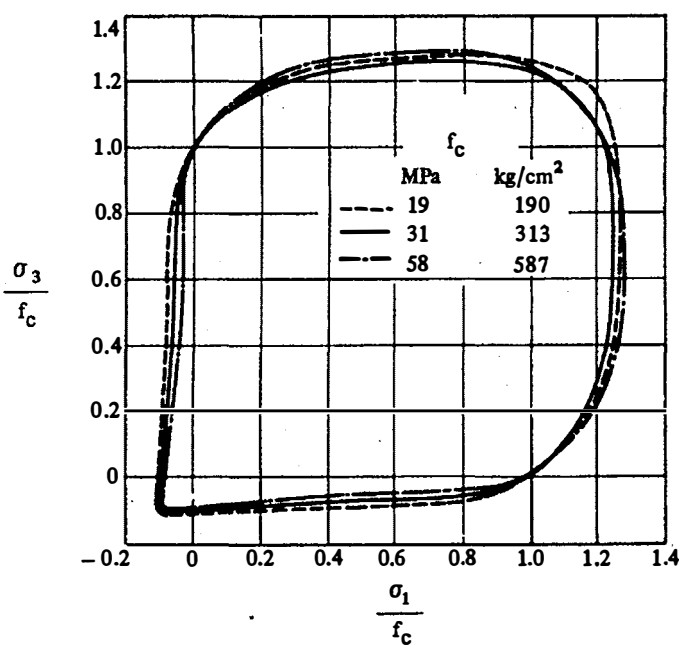


Figura 6.26. Curva de interacción por esfuerzo biaxial cuando la restricción de extremo es eliminada efectivamente ^{6.78} (σ_1 y σ_3 son los esfuerzos biaxiales aplicados)

gadores se pueden explicar por el uso de restricciones en los bloques de apoyo.

El nivel de resistencia a la compresión uniaxial no afecta virtualmente la forma de la curva o la magnitud de los valores dados. ^{6.78} El rango de resistencias de prismas probado fue de 19 a 58 MPa y tanto la relación agua/cemento como el contenido de cemento variaron ampliamente. Sin embargo, compresión-tensión y en tensión biaxial, la resistencia relativa a cualquier combinación particular de esfuerzos biaxiales disminuye conforme aumenta el nivel de resistencia a la compresión uniaxial. ^{6.78} Esto concuerda con la observación general de que la relación de resistencia de tensión uniaxial respecto de resistencia de compresión uniaxial disminuye a medida que aumenta el nivel de resistencia a la compresión (véase la página 212); en estas pruebas, la relación fue de 0.11, 0.09 y 0.08 a un nivel de resistencia a la compresión uniaxial de 19.31 y 58 MPa respectivamente. ^{6.78}

Por lo general, la compresión triaxial aumenta la resistencia de concreto débiles o pobres relativamente más que la de concretos fuertes o ricos ^{6.47}. Para el rango convencional de concretos Hobbs ^{6.47} encontró que en compresión triaxial, el esfuerzo mayor principal en falla σ_1 , se puede expresar, en promedio, como:

$$\frac{\sigma_1}{f_{cy1}} = 1 + 4.8 \frac{\sigma_3}{f_{cy1}}$$

donde:

σ_3 = esfuerzo principal menor, y

f_{cy1} = resistencia del cilindro.

La escasa información sobre concreto de agregado de peso ligero, sugiere que la influencia de σ_3 o es tan grande como con agregados normales, ^{6.46} por lo tanto, el coeficiente 4.8 de la ecuación anterior puede reducirse aproximadamente a 3.2.

Los resultados combinados de resistencia para concretos en compresión triaxial y en compresión biaxial más tensión, pueden representarse ^{6.47} por la ecuación:

$$\frac{\sigma_1}{f_{cy1}} = \left(1 + \frac{\sigma_3}{f_t} \right)^n \tag{1}$$

donde

$$f_t = 0.018 f_{cy1} + 2.3 = \text{resistencia a la tensión} \tag{2}$$

$$n = \frac{7.7}{f_{cy1}} + 0.4 \tag{3}$$

Todos los valores promedio están en MPa, y la compresión es tomada como positiva.

Los valores dados en las ecuaciones (2) y (3) se aplican sólo a concretos convencionales, y no a pastas de cemento puras o morteros.

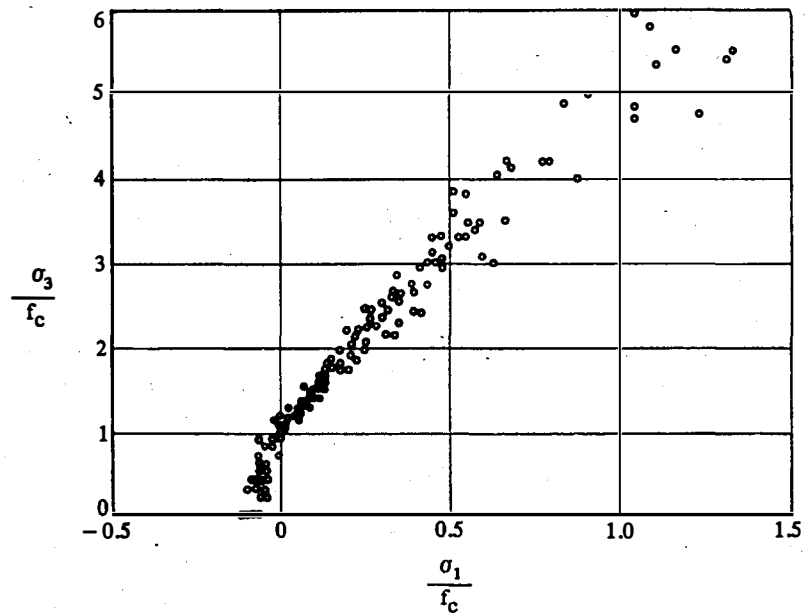
Sustituyendo las ecuaciones (2) y (3) en la ecuación (1), pero utilizando los valores limite más bajos y no de promedio, se produce el criterio de falla para concretos convencionales:

$$\frac{\sigma_1}{f_{cy1}} = \left(1 + \frac{\sigma_3}{0.014 f_{cy1} + 2.16} \right)^{\frac{7.1}{f_{cy1} + 0.38}}$$

Esta ecuación se grafica en la figura 6.28 para diversos valores de resistencia del cilindro, f_{cy1} . No deberá sobrestimarse la generalidad de esta ecuación, puesto que, como señaló Hobbs, ^{6.47} la resistencia a la tensión y a la compresión del concreto no son afectadas igualmente por el tipo y granulometría del agregado y por la dirección del esfuerzo aplicado relativo a la dirección del colado. En cada caso, la resistencia a la tensión es más sensible. También se deberá observar que el esfuerzo intermedio σ_2 principal afecta al valor de σ_1 . ^{6.85}

El análisis precedente ha demostrado que, mientras que la resistencia del concreto es una propiedad inherente del material, al medirla en la práctica, es también una función del sistema de esfuerzo que está actuando. Mather ^{6.77} señaló que, idealmente, deberá ser posible expresar el criterio de falla bajo todas las combinaciones de esfuerzo posibles, por un parámetro individual de esfuerzo, tal como la resistencia

Figura 6.27. Resistencia del concreto sujeto a esfuerzo multiaxial medida por varios investigadores. Concreto húmedo o secado al aire^{6,46} (f_c = resistencia a la compresión)



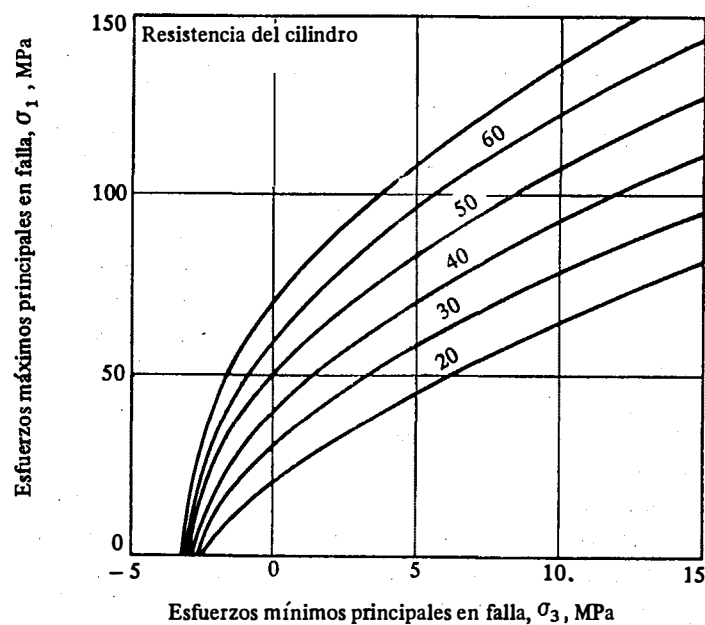
a la tensión uniaxial. Sin embargo, aún no se ha encontrado tal solución.

Berg^{6,56} desarrolló una ecuación de resistencia para el concreto cuyos parámetros son: el esfuerzo al iniciarse la propagación del agrietamiento, la resistencia a tensión indirecta y la resistencia a la compresión uniaxial. Esta ecuación puede utilizarse para una evaluación analítica de la falla del concreto, sometido a estados combinados de esfuerzo, pero cesa de aplicarse cuando no se puede alcanzar la resistencia

a la tensión. Otras^{6,79} soluciones también pueden tener validez un poco limitada.

El conocimiento completo del compartimiento de la falla del concreto requiere la consideración de la energía de fractura, que es la energía absorbida en una área unitaria de la superficie de agrietamiento. Esto es materia de estudio de la mecánica de fractura, tratada en publicaciones especializadas, por ejemplo, refs. 6.87 y 6.98. Sin embargo, la mecánica de fractura hasta ahora no ha progresado en el desarrollo

Figura 6.28. Esfuerzos de falla en concreto sujeto a esfuerzo biaxial^{6,47}



de parámetros de material que puedan cuantificar adecuadamente la resistencia del concreto al agrietamiento.

Microagrietamiento

Puesto que la falla del concreto es la consecuencia del agrietamiento, es útil considerar este tema en algún detalle. En esta sección, solo se considera el microagrietamiento, en el capítulo 10 se analizarán aspectos más generales del agrietamiento pues esto requiere una consideración de la relación esfuerzo-deformación del concreto.

Las investigaciones han demostrado que existen grietas muy finas en la interface entre el agregado grueso y la pasta de cemento, de hecho, aun antes de la aplicación de la carga sobre el concreto.^{6.76} Es probable que ellas se deban a las inevitables diferencias en propiedades mecánicas entre el agregado grueso y la pasta de cemento hidratado, asociadas con la contracción o el movimiento térmico. El microagrietamiento no sólo se ha observado en concreto de resistencia normal, sino también en concreto de curado húmedo, con una relación agua/cemento tan baja como 0.25, que nunca había estado sujeto a carga.^{6.92} De acuerdo con Slate y Hoyer,^{6.91} los microagrietamientos antes de la carga son ampliamente responsables de la baja resistencia a la tensión del concreto.

Los microagrietamientos no se han definido universalmente desde el punto de vista del tamaño, pero se ha sugerido un límite máximo de 0.1 mm;^{6.91} este es el tamaño más pequeño que puede identificarse comúnmente a simple vista.

Para propósitos de ingeniería, un límite menor puede tomarse como la grieta más pequeña que puede observarse utilizando un microscopio óptico. A medida que se aplica una carga creciente, estos microagrietamientos permanecen estables hasta aproximadamente 30 por ciento o más de la carga final, y entonces comienzan a aumentar en longitud, ancho y número. El esfuerzo al cual se desarrollan es sensible a la relación agua/cemento de la pasta. Esta es la etapa de propagación lenta del agrietamiento.

Una vez que se aplica un mayor incremento de carga, de 70 a 90 por ciento de la resistencia final, se propaguen grietas a través del mortero (pasta de cemento y agregado fino); ellas se enlazan con las grietas de adherencia, así que se forma un patrón continuo de agrietamiento.^{6.76} Esta es la etapa de rápida propagación del agrietamiento. El nivel de esfuerzo en esta etapa es mayor en concreto de alta resistencia que en concreto normal.^{6.90} El incremento en la longitud acumulada de los microagrietamientos es grande; esto fue medido utilizando radiografía de neutrones.^{6.116} Sin embargo, el concreto de alta resistencia muestra una menor longitud

acumulada de microgrietas que el concreto de resistencia normal.^{6.90}

El comienzo de la etapa de rápida propagación de grietas corresponde al punto de discontinuidad en la deformación volumétrica (mencionada en la página 293). Si se sostiene la carga, puede producirse la falla con el tiempo. Esto sucede en concretos tanto de resistencia normal como en el de alta resistencia.^{6.90}

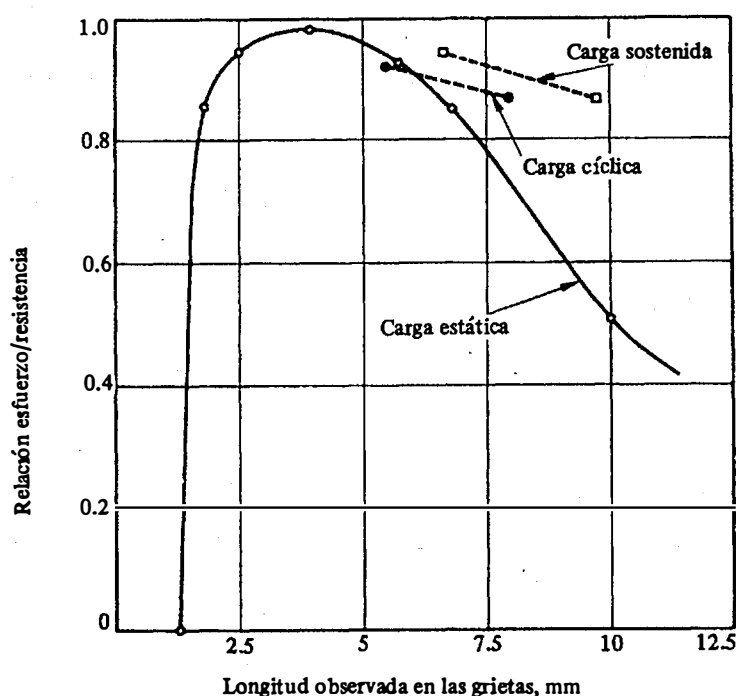
En la figura 6.29 se muestran resultados interesantes de medición de longitud de agrietamiento.^{6.37} Puede observarse que hubo muy poco aumento en la longitud total entre el inicio de carga y un esfuerzo, aproximadamente, igual a 0.85 de la resistencia del prisma.^{6.37} Un incremento adicional de esfuerzo dio por resultado un gran aumento en la longitud total de grieta. A una relación de esfuerzo/resistencia de alrededor de 0.95 no sólo se presentaron grietas (de adherencia) en la interface, sino también grietas de mortero, y muchas grietas tendieron a estar orientadas casi paralelas a la dirección de la carga aplicada. Una vez que el espécimen alcanzó la parte descendente de la curva esfuerzo/deformación, la rapidez de incremento de la longitud y anchura de grieta se volvió grande.

La figura 6.29 muestra también el desarrollo de grietas a un esfuerzo cíclico que alterna entre cero y 0.85 de la resistencia de prismas. Inmediatamente antes de la falla, las grietas se volvieron más largas y más anchas. Asimismo, la carga sostenida a una relación de esfuerzo/deformación de 0.85 condujo a un inminente agrietamiento antes de la falla.^{6.37}

El análisis precedente ha mostrado que el microagrietamiento es una característica general del concreto. Mientras las grietas permanecen estables, su presencia no causa daño. Paradójicamente, mientras que la interface entre el agregado grueso y la pasta de cemento hidratada es el lugar de los primeros microagrietamientos, la presencia de partículas de agregado grueso es la que previene la apertura de una sola grieta amplia; estas partículas actúan como supresoras de microagrietamientos. Así, la heterogeneidad del concreto es benéfica. Las superficies de adherencia agregado-pasta forman todos los posibles ángulos con la dirección de la fuerza externa. Como resultado, el esfuerzo local varía considerablemente arriba y abajo del esfuerzo nominal aplicado. La interface de agregado y pasta se analizará en la siguiente sección.

Se ha informado de la existencia de submicrogrietas, definidas como grietas que pueden detectarse utilizando un microscopio electrónico de exploración a una amplificación de al menos 1250.^{6.111} Esto no es sorprendente, pues, en el concreto, hay discontinuidades en cualquier nivel, aunque pe-

Figura 6.29. Relación entre la longitud observada de grietas en una área de 100 mm^2 y la relación de esfuerzo/resistencia (con base en prismas) ^{6.37}



queñas. De cualquier manera, no hay evidencia de que la submicrogrietas sean un factor en la resistencia del concreto.

Interface del agregado y pasta de cemento

La observación de que el microagrietamiento se inicia en la interface entre el agregado grueso y el mortero que lo rodea y de que, en la falla, el patrón de grietas incluye la interface subraya la importancia de esta parte del concreto. Por ello, es necesario entender las propiedades y el comportamiento de la zona de interface, algunas veces llamada la zona de transición.

El primer hecho que debe notarse es que la microestructura de la pasta de cemento hidratado en la vecindad inmediata de las partículas del agregado grueso es diferente de aquella del volumen de la pasta de cemento. La principal razón de esto es que, durante el mezclado, las partículas de cemento seco no son capaces de llegar a acomodarse estrechamente contra las partículas relativamente grandes del agregado. Esta situación es similar al "efecto de pared" de superficies de concreto colado (véase la página 425) aunque en mucho menor escala. Hay así menos cemento presente para hidratar y llenar los huecos originales.

En consecuencia, la zona de interface tiene una mayor porosidad que la pasta de cemento hidratado más alejada del agregado grueso ^{6.94} (véase la figura 6.30). La influencia de la

porosidad sobre la resistencia, que se analizó previamente en este capítulo, explica la debilidad de la zona de interface.

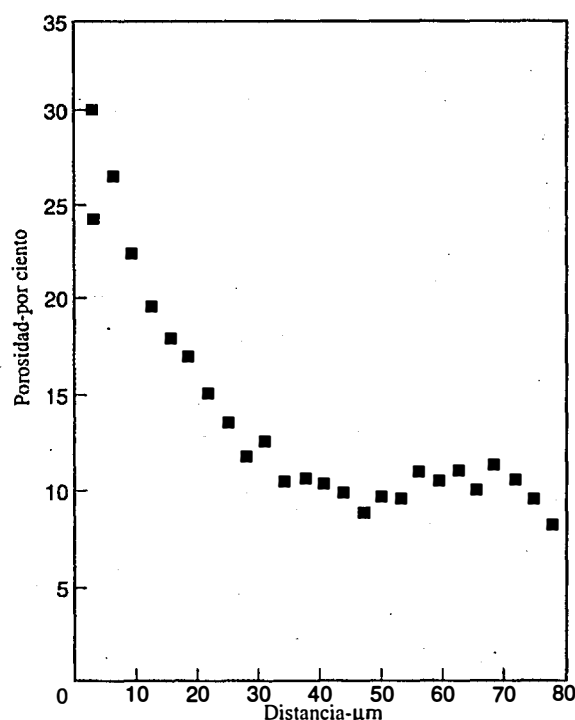


Figura 6.30. Variación en porosidad de la pasta de cemento hidratado con distancia tomada desde la superficie de una partícula de agregado (con base en la ref. 6.94)

La microestructura de la zona de interface es como sigue. La superficie del agregado se cubre con una capa de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, cristalina, orientada, con un espesor aproximado de $0.5\ \mu\text{m}$, detrás de la cual hay una capa de C-S-H- de casi el mismo espesor. Ésta se conoce como una doble capa. Apartándose más del agregado, se encuentra la zona de interface de aproximadamente $50\ \mu\text{m}$ de espesor, que contiene productos de hidratación de cemento con cristales más grandes de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pero sin cemento sin hidratar^{6,57}.

La importancia de la distribución anterior es doble. Primero, la hidratación completa del cemento indica que la relación agua/cemento es mayor en la interface que en otra parte; segundo, la presencia de cristales de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ grandes indica que la porosidad en la interface es más grande que en otra parte, esto confirma el "efecto de pared" mencionado.

La resistencia de la zona de interface puede aumentar con el tiempo como consecuencia de una reacción secundaria entre la $\text{Ca}(\text{OH})_2$ allí presente y la puzolana. El humo de sílice, que es mucho más fino que las partículas de cemento, es particularmente efectivo. Este tema se analiza en el capítulo 13.

Aunque la zona de interface de interés primario es aquélla de la superficie de las partículas de agregado grueso, dicha zona también se forma en torno a las partículas de agregado fino.^{6,93} Aquí, el espesor de la zona de interface es más pequeño, pero los efectos de superficie que se originan a partir de las partículas finas, interfieren con aquellos del agregado grueso y por tanto afectan la extensión total de la zona de interface.^{6,93} Las características mineralógicas del agregado fino afectan la microestructura de la zona de transición: en el caso de la piedra caliza, hay reacción química entre la caliza y la pasta de cemento y consecuentemente, se forma una densa zona de interface.^{6,95}

En lo que concierne al agregado de peso ligero, si el mismo tiene una capa exterior densa, entonces la situación en la interface es igual que con agregado de peso normal.^{6,89} Sin embargo, el agregado de peso ligero con una capa exterior más porosa, que estimula la migración de iones móviles hacia ella,^{6,96} conduce a la formación de una zona de interface más densa y también a mejorar la trabazón mecánica de las partículas del agregado y de la pasta de cemento hidratado.^{6,89}

El estudio de la zona de interface en el concreto real es difícil. Consecuentemente, se han requerido experimentos sobre la interface entre una partícula individual de roca y la pasta de cemento. Sin embargo, los resultados de tales pruebas pueden llevar a error puesto que no incluyen los efectos de la interferencia de otras partículas de agregado grueso^{6,94} o incluso de agregado fino. Más aún, el dispositivo hecho en laboratorio de una partícula individual cubierta por pasta de cemento, no ha sufrido el proceso de mezclado

en el cual la acción de cortante tiene influencia en la microestructura de la pasta de cemento al momento de fraguado. Más aún, en el concreto real, el sangrado puede dar por resultado vacíos llenos de agua sobre la superficie de abajo de las partículas de agregado grueso, y es en este tipo de interface donde se han observado los cristales masivos de $\text{Ca}(\text{OH})_2$. En forma más general, la interface entre la pasta de cemento y el agregado grueso es una zona de concentraciones de esfuerzo que surgen de la diferencia en el módulo de elasticidad y la relación de Poisson de los dos materiales.

Efecto de la edad en la resistencia del concreto

La correspondencia entre la relación agua/cemento y la resistencia del concreto se aplica únicamente a un tipo de cemento y a una edad, y también supone condiciones de curado húmedo. Por otra parte, la comparación de la resistencia contra la relación gel/espacio tiene una aplicación más general puesto que la cantidad de gel presente en cualquier momento en la pasta de cemento, es en sí misma una función de la edad y el tipo de cemento. Esta última relación tiene en cuenta el hecho de que diferentes cementos requieren diferentes tiempos para producir la misma cantidad de gel.

En el capítulo 2 se analizó la rapidez de ganancia de resistencia de diferentes cementos, y las figuras 2.1 y 2.2 muestran las curvas típicas de resistencia-tiempo. En el capítulo 7 se consideran las condiciones de curado, sobre el desarrollo de resistencia, pero aquí nos interesa el problema práctico de la resistencia del concreto a diferentes edades.

En la práctica, la resistencia del concreto se caracteriza tradicionalmente por su valor a 28 días, y algunas otras propiedades se refieren con frecuencia a la resistencia a 28 días. La elección de la edad de 28 días no tiene importancia científica; es simplemente que los primeros cementos ganaban resistencia lentamente y fue necesario basar la descripción de resistencia en el concreto en el cual ya había ocurrido una importante hidratación del cemento. La elección específica de un múltiplo de semanas se hizo, con toda probabilidad, para que las pruebas, así como la colocación, cayeran en un día laboral. En los cementos portland modernos, la rapidez de hidratación es mucho mayor que en el pasado, tanto porque tienen una finura mucho mayor como porque poseen un mayor contenido de C_3S . Sin embargo, éste no es necesariamente el caso de todos los cementos mezclados.

Es discutible que un período menor a 28 días pudiera emplearse para la caracterización de la resistencia, pero parece

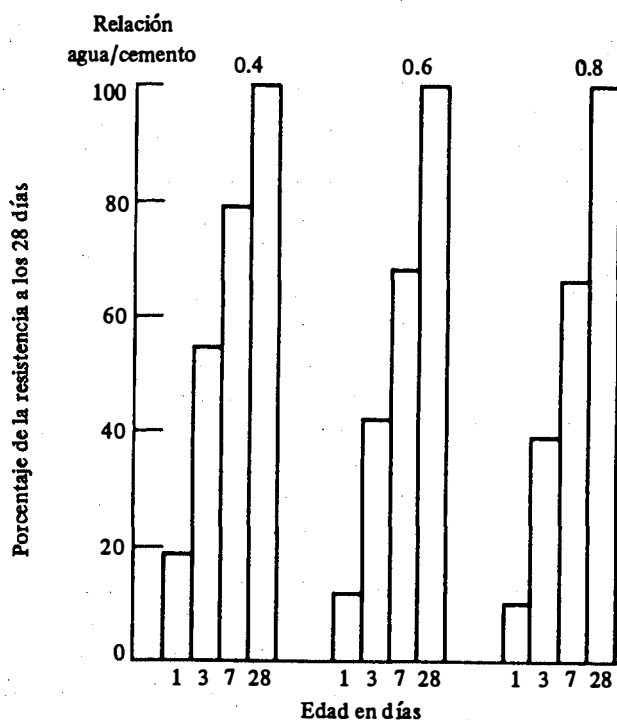


Figura 6.31. Ganancia relativa de resistencia con el tiempo en concretos con relaciones agua/cemento diferentes, hechos con cemento portland ordinario^{6.83}

que la edad de 28 días ha adquirido una posición inmutable. Por lo tanto, el cumplimiento de la especificación está invariablemente establecido en función de la resistencia a 28 días. Si, por alguna razón, la resistencia de 28 días se va a estimar a partir de una resistencia temprana, digamos de siete días, entonces la relación entre la resistencia de 28 y de siete días, se tiene que establecer experimentalmente para

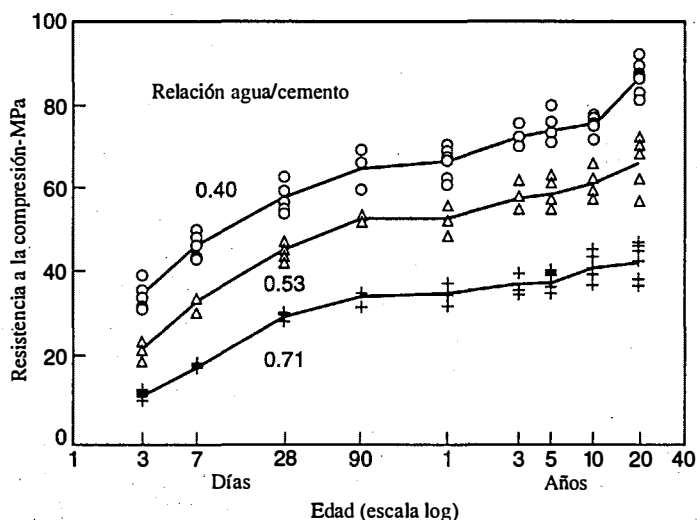
la mezcla dada. Por esta razón, no se piensa que las diversas expresiones para la relación de las dos resistencias sean seguras, y no se analizarán. Las consecuencias del cambio en las características del desarrollo de resistencia que ocurrieron en los años setenta se estudiarán en la página 229.

No sólo las propiedades del cemento, sino también la relación agua/cemento, afectan la velocidad de ganancia de resistencia del concreto. Las mezclas con una baja relación agua/cemento ganan resistencia, expresada como un porcentaje de la resistencia a largo plazo, más rápidamente que las mezclas con relaciones agua/cemento más altas^{6.83} (figura 6.31). Esto es así porque en el primer caso, los granos de cemento están más cercanos uno del otro y se establece rápidamente un sistema continuo de gel. Deberá observarse que, en un clima cálido, la ganancia de resistencia temprana es alta y la relación de la resistencia de 28 días a la de siete días tiende a ser menor que en clima frío. Este también es el caso de algunos concretos de agregado de peso ligero.

El conocimiento de la relación resistencia/tiempo es importante cuando se va a poner en uso una estructura, es decir, sujeta a carga total, en edad posterior: en dicho caso, puede tomarse en cuenta, para el diseño, la ganancia en la resistencia después de 28 días. En algunas otras situaciones, por ejemplo, en concreto prefabricado o en concreto presforzado, o cuando se requiera temprana remoción de la cimbra, es preciso conocer la resistencia a edad temprana

En la figura 6.32 se muestran datos sobre el desarrollo de resistencia de concretos hechos con relaciones agua/cemento de 0.40, 0.53 y 0.71, para concretos hechos con cemento tipo I en 1948, y conservados continuamente húmedos.^{6.117}

Figura 6.32. Desarrollo de resistencia del concreto (determinada en cubos modificados de 150 mm) durante un período de 20 años; almacenaje sujeto a condiciones húmedas^{6.117}



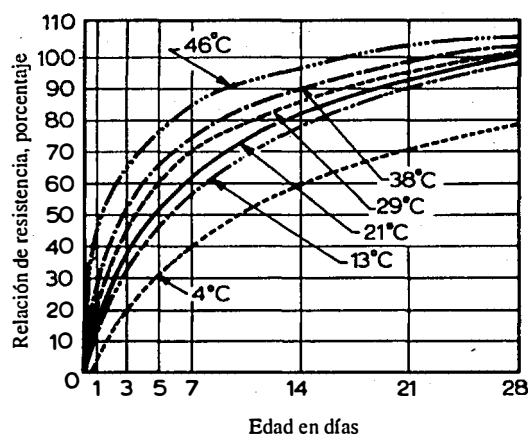


Figura 6.33. Relación de la resistencia de concreto curado a diferentes temperaturas respecto de la resistencia a 28 días de concreto curado a 21 °C (relación agua/cemento = 0.50; los especímenes fueron colados, sellados y curados a la temperatura indicada) ^{6.11}

Hasta donde concierne a la resistencia realmente de largo plazo, los cementos portland americanos hechos a principios de siglo (los cuales tenían un alto contenido de C₂S y una baja superficie específica) condujeron a un aumento en la resistencia del concreto almacenado en el exterior, el cual fue proporcional al logaritmo de la edad hasta 50 años. La resistencia de 50 años resultó típicamente 2.4 veces la resistencia de 28 días. Sin embargo, los cementos hechos desde la década de los años treinta (con un menor contenido de C₂S y una mayor superficie específica) alcanzan su resistencia máxima entre los 10 y los 25 años, y después sufren una regresión de resistencia. ^{6.48} Los cementos portland alemanes hechos en 1941, cuando se usaron en concretos almacenados en el exterior, condujeron después de 30 años a una resistencia de 2.3 veces la resistencia de 28 días.

El aumento relativo en la resistencia fue más grande a relaciones agua/cemento mayores. En comparación, el cemento portland de alto horno condujo a un aumento de 3.1 veces. ^{6.49}

Madurez del concreto

El hecho de que la resistencia del concreto se incremente con el progreso de la hidratación del cemento, asociado con el hecho de que la rapidez de hidratación aumenta con el incremento de la temperatura, conduce a la proposición de que la resistencia puede expresarse como una función de la combinación de tiempo-temperatura. En la figura 6.33, se muestra la influencia de una temperatura constante en el desarrollo de la resistencia obtenida a partir de pruebas de especímenes colados, sellados y curados a las temperaturas indicadas. ^{6.11} El efecto de la temperatura al momento del

fraguado, con almacenaje adicional a alguna otra temperatura, se considera en la página 249.

Como la resistencia del concreto depende tanto de la edad como de la temperatura, puede decirse que la resistencia es una función de Σ (intervalo de tiempo x temperatura) y esta suma se llama madurez. Se calcula, a partir de una base determinada experimentalmente que la temperatura está entre -12 y -10 °C. Esto es porque, a temperaturas debajo del punto de congelación del agua y más abajo, hasta aproximadamente -12 °C, el concreto muestra un pequeño aumento en la resistencia con el tiempo, pero, por supuesto, no debe aplicarse la baja temperatura hasta que el concreto no haya fraguado y ganado suficiente resistencia para resistir daño a causa de la acción de congelación; normalmente se requiere un período de espera de 24 horas. Abajo de -12 °C, el concreto no parece ganar resistencia con el tiempo.

Por lo general, la temperatura base utilizada es de -10 °C. Se ha confirmado la conveniencia de este valor para edades hasta de 28 días y para temperaturas en el rango de 0 a 20 °C; para temperaturas mayores puede ser apropiada otra base. ^{6.100} En la norma ASTM C 1074-93 se describe un método de determinación de la temperatura base.

La madurez se mide en horas-grados C o días-grados C. Las figuras 6.34 y 6.35 muestran que las resistencias a la compresión y a la tensión graficadas contra el logaritmo de madurez dan una línea recta. ^{6.50} Por lo tanto, es posible expresar la resistencia S₂ a cualquier madurez como un porcentaje de la resistencia del concreto a cualquier otra madurez S₁; se toma frecuentemente esta última como 19,800 °Ch, siendo la madurez del concreto curado a 18 °C durante 28 días.

Esta relación de resistencias, expresada como un porcentaje, puede entonces escribirse como:

$$S_1/S_2 = A + B \log^{10} (\text{madurez} \times 10^{-3})$$

Los valores de los coeficientes A y B dependen del nivel de resistencia del concreto, es decir, de la relación agua/cemento; estos coeficientes sugeridos por Plowman ^{6.42} se dan en la tabla 6.2.

Puede observarse en la figura 6.36 que la proporción válida de la relación entre la resistencia y el logaritmo de madurez se aplica sólo por encima de cierta madurez mínima. La misma figura muestra que la madurez depende de la relación agua/cemento, y también del tipo de cemento utilizado, especialmente si es mezclado.

Aún más, la temperatura temprana también afecta la relación precisa de resistencia-madurez, incluyendo su forma. ^{6.43} En particular, los efectos de un período de exposición a una mayor temperatura, no son los mismos cuando

Figura 6.34. Relación entre logaritmos de madurez y resistencia a la compresión de cubos
6.42

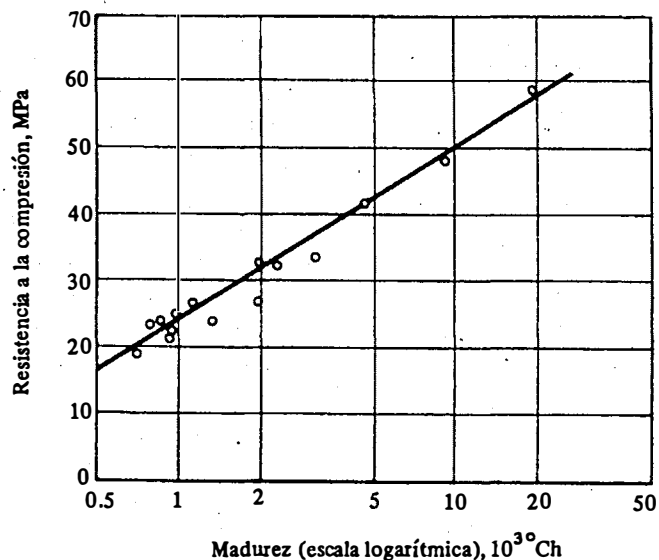


Figura 6.35. Relación entre logaritmo de madurez y resistencia a la tensión indirecta. (pruebas realizadas a 2,13 y 23 °C hasta 42 días)^{6.50}

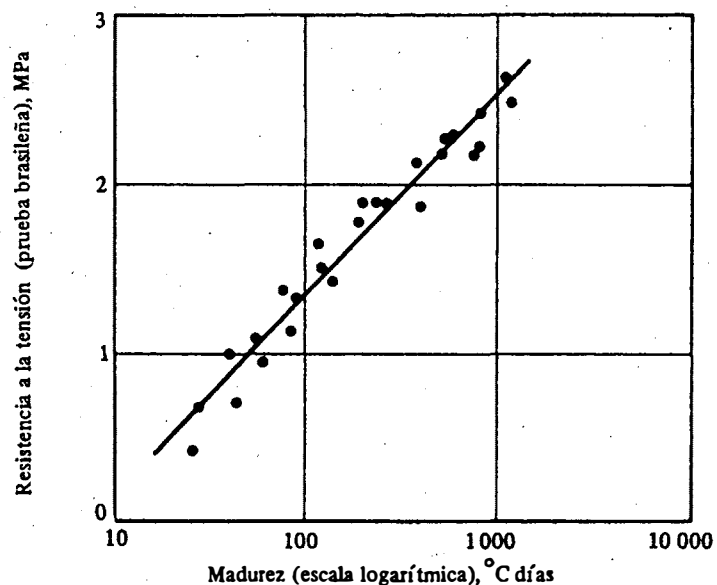


Tabla 6.2. Coeficientes de Plowman para la ecuación de madurez^{6.42}

Resistencia después de 28 días a 18 °C (madurez de 19,800 °Ch)	Coeficiente	
	B	A
MPa	Para unidades °C h	
< 17	68	10
17 - 35	61	21
35 - 52	54	32
52 - 69	46.5	42

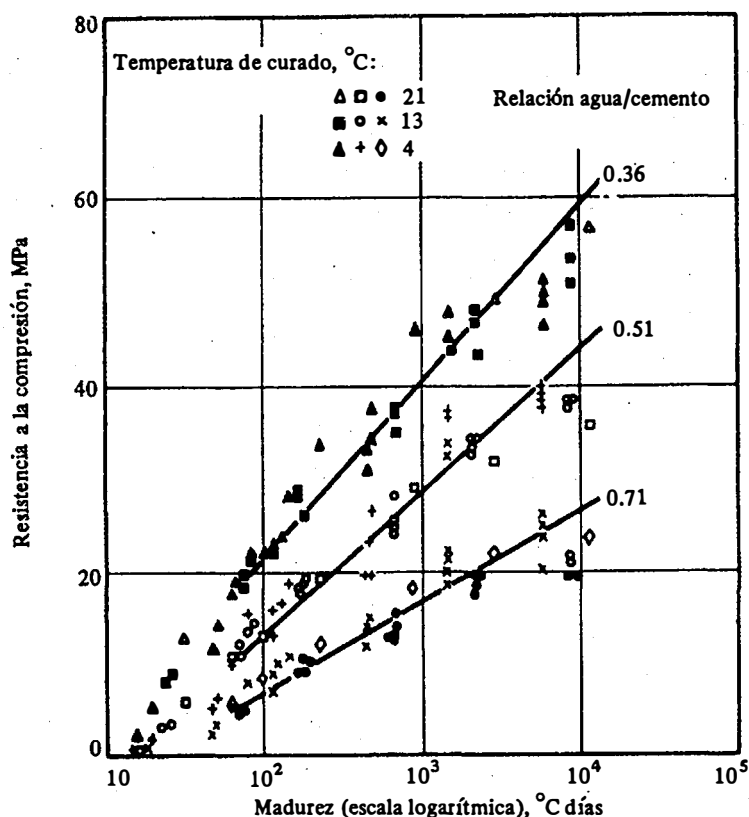


Figura 6.36. Relación entre resistencia a la compresión de concreto de cemento Portland normal (tipo I) ordinario y madurez para los datos de Gruenwald^{6.51} según lo tratado por Lew y Reichard^{6.55}

esto ocurre inmediatamente después del colado, o posteriormente en la vida del concreto. Específicamente, la temperatura alta conduce a una menor resistencia para una madurez total dada que cuando se retrasa el calentamiento por lo menos una semana o cuando está ausente. Se halló que el concreto almacenado entre 60 y 80 °C tiene una resistencia a largo plazo de aproximadamente 70 por ciento de la resistencia del concreto almacenado a 20 °C pero la resistencia de largo plazo se alcanzó más rápidamente a la temperatura mayor^{6.102} La influencia de la temperatura inicial sobre la resistencia de edad tardía a una madurez determinada, fue confirmada por Carino.^{6.99} Esto es de interés en relación con el curado con vapor. En el capítulo 8 se considera el tema general de la influencia de la temperatura sobre la resistencia.

El hecho de que la relación original de resistencia-madurez no sea aplicable en una amplia gama de condiciones, ha alentado a algunos investigadores a desarrollar funciones "mejoradas" de la madurez. Algunas de éstas son realmente mejoras, pero a costa de introducir complicaciones en el desarrollo y uso de las funciones. Otras funciones de madurez modificadas ofrecen una predicción mejorada de la resistencia en un rango de edades y temperaturas, pero en algún

otro rango, la predicción no se ajusta tan bien. Una solución utiliza la conversión de un intervalo de curado a cualquier temperatura en un intervalo equivalente a la temperatura de referencia, comúnmente 20 °C. El concepto utilizado es el de edad equivalente, es decir, la edad a la temperatura de referencia en la cual se alcanza la misma proporción de la resistencia final que ocurriría a otras temperaturas.^{6.97}

A pesar de estas críticas y desarrollos de métodos de laboratorio, es razonable sostener que la función de madurez original, tal como la propuso Plowman,^{6.42} es una herramienta útil para su utilización en la práctica: las normas ASTM C 918-93 y C 1074-93 son una ayuda al respecto.

La norma ASTM C 918-93 señala el punto importante de que no existe ninguna relación simple entre la resistencia del concreto de la estructura y la resistencia de los especímenes acompañantes; sin embargo ellos se destinan a simular fielmente el concreto in situ sólo puede obtenerse una indicación. En vista de esto, la ASTM C 918-93 considera que el uso de la ecuación de madurez, desarrollada a partir de pruebas sobre especímenes normales de prueba de resistencia a la compresión, es un buen método de estimar la resistencia potencial del concreto a cualquier edad requerida,

como determinación directa de la resistencia. Los especímenes de resistencia a la compresión deben probarse a edades no menores de 24 horas y extenderse hasta la edad a la cual se requiera estimación de la resistencia, normalmente 28 días. La relación de madurez se establece a partir de una gráfica de resistencia contra el logaritmo de madurez. La pendiente de esta línea, b , hace posible estimar la resistencia S_2 , a la madurez m_2 , a partir de la resistencia S_1 a la madurez m_1 , utilizando la ecuación:

$$S_2 = S_1 + b (\log m_2 - \log m_1)$$

Claramente, la relación se aplica únicamente al concreto de la composición dada.

Si se intenta estimar la resistencia del concreto con un registro conocido de la temperatura, la norma ASTM C 1074-93 proporciona el desarrollo y uso de una función de madurez. Esto es valioso cuando tiene que tomarse una decisión sobre la remoción de la cimbra y del andamiaje, o sobre postensado en concreto presforzado, o sobre la terminación de la protección contra clima frío.

Medidores de la madurez están disponibles comercialmente; son calibradores de temperatura asociados con reloj, insertados en el concreto, los cuales integran la temperatura del concreto con respecto al tiempo y proporcionan una lectura en °C horas. El empleo de dichos medidores elimina la incertidumbre sobre la resistencia en periodos de temperatura variable (los cuales pueden ocurrir accidentalmente incluso en concreto prefabricado) en cuanto los medidores determinan la temperatura real del concreto y pueden colocarse en las partes del concreto sensibles a la temperatura.^{6.98}

La ecuación de madurez deberá utilizarse únicamente para los concretos curados en humedad.^{6.44} Se han hecho intentos para tener en cuenta la humedad relativa en otras condiciones de almacenaje,^{6.101} pero es improbable que tengan valor puesto que el efecto de la humedad relativa del ambiente depende del tamaño y forma del elemento de concreto.

Relación entre las resistencias a la compresión y a la tensión

En diseño estructural, la resistencia a la compresión del concreto es la propiedad que comúnmente se toma en cuenta, pero para algunos propósitos interesa la resistencia a la tensión; ejemplos de éstos son el diseño de losas para carreteras y pistas de aviación, la resistencia al cortante y la resistencia al agrietamiento. A partir del análisis de la naturaleza de la resistencia del concreto, se esperaría que los dos tipos de resistencia estuvieran estrechamente relaciona-

dos. En realidad, éste es el caso, pero no existe ninguna proporcionalidad directa: la relación de las dos resistencias depende del nivel general de resistencia del concreto. En otras palabras, conforme la resistencia a la compresión f_c , se incrementa, la resistencia a la tensión, f_t , también se incrementa, pero a una tasa decreciente.

Diversos factores importantes afectan la relación entre las dos resistencias. El efecto benéfico del agregado grueso triturado sobre la resistencia a la flexión se analizó en la página 195, pero parece que las propiedades del agregado fino también influyen en la relación f_t/f_c .^{6.27} La relación es afectada además por la granulometría del agregado.^{6.28} Esto se debe probablemente a la diferencia de magnitud del efecto de pared en vigas y en especímenes a compresión; sus relaciones de superficie/volumen son distintos, de manera que se requieren diferentes cantidades de mortero para su completa compactación.

La edad también es factor importante en la relación entre f_t y f_c ; más allá de alrededor de un mes, la resistencia a la tensión aumenta más lentamente que la resistencia a la compresión, así que la relación de f_t/f_c decrece con el tiempo.^{6.29, 6.103} Esto está en concordancia con la tendencia general de la relación a disminuir con un aumento en f_c .

La resistencia a la tensión del concreto puede medirse con pruebas radicalmente diferentes, como lo son la flexión, la tensión directa y la tensión indirecta, y los valores resultantes de resistencia no son los mismos, como se analiza en el capítulo 12. En consecuencia, el valor numérico de la relación de la resistencia a la tensión, respecto de la resistencia a la compresión, tampoco es el mismo. A propósito, el valor de la resistencia a la compresión tampoco es único, pero es afectado por la forma del espécimen de prueba (véase el capítulo 12). Por estas razones, al expresar la relación de las resistencias a la tensión y a la compresión, debe manifestarse explícitamente el método de prueba. En la figura 6.37 se muestra un ejemplo de la relación entre la resistencia a la tensión indirecta y la resistencia a la compresión en cilindros normales, obtenida por Oluokun^{6.106} a partir de una amplia serie de pruebas por parte de diferentes investigadores. Si el valor de la resistencia a la flexión interesa, es necesario aplicar un factor que relacione la resistencia a la tensión indirecta con la resistencia a la flexión.^{6.104}

La resistencia del concreto a la tensión es más sensible al curado inadecuado que la resistencia a la compresión,^{6.30} posiblemente porque los efectos de una contracción no uniforme de vigas de pruebas de flexión son muy graves. Por lo tanto, el concreto curado al aire tiene una relación de f_t/f_c menor que el concreto curado en agua y probado húmedo. El aire incluido afecta la relación f_t/f_c porque la presencia de aire reduce la resistencia a la compresión del

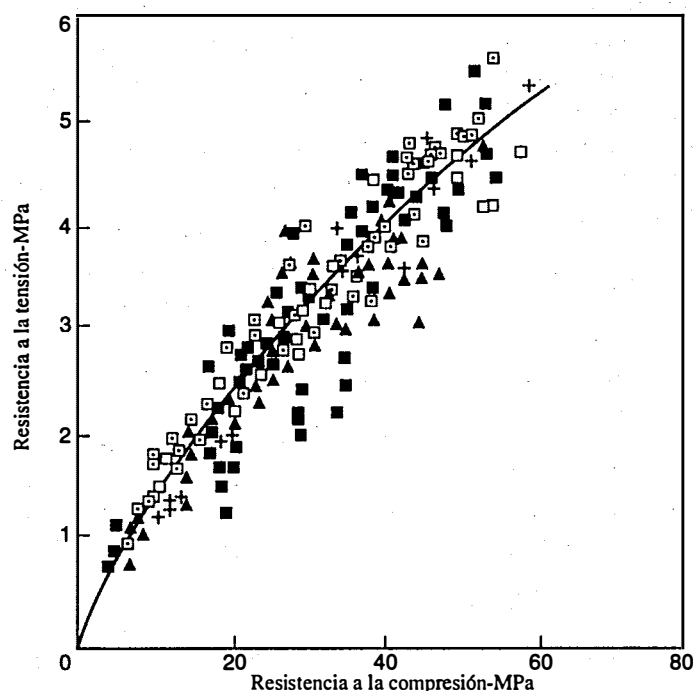


Figura 6.37. Relación entre resistencia a la tensión por separación y resistencia a la compresión (medida en cilindros normales) por medio de pruebas de varios investigadores (cotejado por Oluokun) ^{6.106}

concreto más que la resistencia a la tensión, particularmente en el caso de mezclas ricas y fuertes. ^{6.30} La influencia de una compactación incompleta es similar a la de aire incluido. ^{6.31}

En general, el concreto de peso ligero se amolda al patrón de la relación entre f_t/f_c para concreto ordinario. A resistencias muy bajas (digamos, de 2 MPa) la relación f_t/f_c puede ser tan alta como 0.3 pero a resistencias más altas, es la misma que para concreto ordinario. Sin embargo, el secado reduce la relación en 20 por ciento, de manera que, en el diseño de concreto de peso ligero, se usa un valor reducido de f_t/f_c .

Se han sugerido varias formulas empíricas que relacionan f_t y f_c , muchas de las cuales son del tipo:

$$f_t = k(f_c)^n$$

donde k y n son coeficientes. Se han sugerido valores de n entre 1/2 y 3/4. El primer valor es utilizado por el American Concrete Institute, pero Gardner y Poon ^{6.120} encontraron un valor más cercano al segundo, utilizando en ambos casos cilindros.

Probablemente, la mejor expresión de consenso es::

$$f_t = 0.3 (f_c)^{2/3}$$

donde f_t es la resistencia a la tensión indirecta, y f_c es la resistencia a la compresión en cilindros, ambos en megapascuales. Si el esfuerzo está expresado en psi el coeficiente 0.3 se

reemplaza por 1.7 Esta expresión la sugirió Raphael. ^{6.110} Una modificación hecha por Oluokun ^{6.106} es la siguiente:

$$f_t = 0.2(f_c)^{0.7}$$

donde las resistencias están en megapascuales.

Una expresión empleada en el British Code of Practice BS 8007:1987 es similar, a saber:

$$f_t = 0.12(f_c)^{0.7}$$

teniendo en mente que la resistencia a la compresión está determinada en cubos (en megapascuales); f_t representa la resistencia directa a la tensión.

Las diferencias entre las diversas expresiones no son grandes. Sin embargo, lo importante es que el exponente utilizado en el Reglamento de Construcción del ACI 318-89 (revisado en 1992), ^{6.118} es muy bajo, de manera que la resistencia a la tensión indirecta es sobreestimada a bajas resistencias de compresión y subestimada a resistencias de compresión altas. ^{6.105}

Adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo

Puesto que, en la vasta mayoría de los casos, el concreto estructural se utiliza con acero de refuerzo, tiene importancia considerable la resistencia de adherencia entre los dos materiales con respecto al comportamiento estructural, inclu-

yendo el agrietamiento causado por contracción y por efectos térmicos tempranos. La adherencia surge principalmente a partir de la fricción y adherencia entre el concreto y el acero, y por trabajo mecánico en el caso de las varillas corrugadas. La adherencia también puede ser afectada benéficamente por la contracción del concreto con relación al acero.

En una estructura, la resistencia a la adherencia comprende no sólo las propiedades del concreto, sino también otros factores. Estos incluyen la geometría del acero de refuerzo y de la estructura, como lo es el espesor del recubrimiento del acero de refuerzo. El estado de la superficie del acero también es una condición importante. La presencia de oxidación sobre la superficie del acero, siempre que la oxidación esté bien unida al acero subyacente, mejora la adherencia de las varillas lisas y no perjudica la adherencia del acero de refuerzo corrugado.^{6.108} El recubrimiento galvanizado o epóxico afecta la resistencia a la adherencia.

Estas consideraciones plantean el tema de la adherencia, muy fuera del alcance de este libro excepto en la medida en que las propiedades del concreto influyen sobre la resistencia a la adherencia, a propósito, no se determina fácilmente.

La propiedad crítica es la resistencia a la tensión del concreto. Por esta razón, normalmente las fórmulas de diseño para la resistencia a la adherencia se expresan como proporcionales a la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión. Como se mostró antes, la resistencia a la tensión del concreto es proporcional a una potencia algo más alta que la resistencia a la compresión, digamos, alrededor de 0.7; consecuentemente, las expresiones utilizadas en los diversos reglamentos no son una representación correcta de la dependencia indirecta de la resistencia a la adherencia respecto de la resistencia a la compresión del concreto. Sin embargo, se ha mostrado que la resistencia de adherencia de varillas corrugadas de acero aumenta con un incremento en la resistencia a la compresión si bien a una tasa decreciente, para resistencias de concreto de aproximadamente 95 MPa^{6.107,6.109}

Una elevación en la temperatura reduce la resistencia de adherencia del concreto: entre 200 y 300 °C puede haber una pérdida de la mitad de la resistencia de adherencia a la temperatura ambiente.

Referencias

6.1 K. K. Schiller, "Porosity and strength of brittle solids (with particular reference to gypsum)", *Mechanical Properties of Non-metallic Brittle Materials*, Butterworth, London, 1958, pp. 35-45.

- 6.2 National Sand and Gravel Association, Joint Tech. Information Letter núm. 155, Washington DC, 29 abril 1959.
- 6.3 A. Hummel, *Das Beton - ABC* W. Ernst, Berlin, 1959.
- 6.4 A. M. Neville, "Test on the strength of high-alumina cement concrete", *J. New Zealand Inst. E.*, 14, núm. 3, 1959, pp. 73-7.
- 6.5 T. C. Powers, "The non-evaporable water content of hardened portland cement paste: its significance for concrete research and its method of determination", *ASTM Bull.* núm. 158, mayo 1949, pp. 68-76.
- 6.6 T. C. Powers and T. L. Brownyard, "Studies of the physical properties of hardened portland cement paste (nine parts)", *J. Amer. Concr. Inst.*, 43, octubre 1946 to abril 1947.
- 6.7 T. C. Powers, "The physical structure and engineering properties of concrete", *Portl. Cem. Assoc. res. Dept. Bull.* 90 Chicago, julio 1958.
- 6.8 T. C. Powers, "Structure and physical properties of hardened portland cement paste", *J. amer. Ceramic Soc.*, 41, enero 1958, pp. 1-6.
- 6.9 L. J. M. Nelissen, "Biaxial testing of normal concrete", *Heron*, 18, núm. 1, 1972, pp. 1-90.
- 6.10 M. A. Ward, A. M. Neville and S. P. Singh, "Creep of air-entrained concrete", *Mag. Concr. Res.*, 21, núm. 69, 1969, pp. 205-10.
- 6.11 W. H. Price, "Factors influencing concrete strength", *J. Amer. Concr. Inst.*, 47, febrero 1951, pp. 417-32.
- 6.12 H. C. Erntroy and B. W. Shacklock, "Design of high-strength concrete mixes", *Proc. of a Symposium on Mix Design and Quality control of Concrete*, Cement and Concrete Assoc., London, mayo 1954, pp. 55-73.
- 6.13 B. G. Singh, "Specific surface of aggregates related to compressive and flexural strength of concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 54, abril 1958, pp. 897-907.
- 6.14 A. M. Neville, "Some aspects of the strength of concrete", *Civil Engineering (London)*, 54, Part 1, Octubre 1959, pp. 1153-6; Part 2, noviembre 1959, pp. 1308-10; Part 3, diciembre 1959, pp. 1435-8.
- 6.15 A. M. Neville, "The influence of the direction of loading on the strength of concrete test cubes", *ASTM Bull.* núm. 239, julio 1959, pp. 63-5.
- 6.16 E. Orowan, "Fracture and strength of solids", reports on Progress in Physics, 12, Physical Society, London 1948-49, pp. 185-232.
- 6.17 A. A. Griffith, "The phenomena of rupture and flow in solids", *Philosophical Transactions, Series A*, 221, Royal Society 1920, pp. 163-98.
- 6.18 A. M. Neville, "The failure of concrete compression test specimens", *Civil Engineering (London)*, 52, julio 1957, pp. 773-4.
- 6.19 R. Jones and M. F. Kaplan, "The effects of coarse aggregate on the mode of failure of concrete in compression and flexure", *Mag. Concr. Res.*, 9, núm. 26, 1957, pp. 89-94.

- 6.20 F. M. Lea, "Cement research: retrospect and prospect", Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of cement, Washington DC 1960, pp. 5-8.
- 6.21 O. Y. Berg, "Strength and plasticity of concrete", Doklady Akademii Nauk S.S.S.R., 70, núm. 4, 1950, pp. 617-20.
- 6.22 R. L'Hermite, "Idées actuelles sur la technologie du béton", Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, 1955.
- 6.23 R. Jones and E. N. Gatfield, "Testing concrete by an ultrasonic pulse technique", Road Research Tech. Paper núm. 34, HMSO, London 1955.
- 6.24 W. Kuczynski, "Wplyw kruszwa grubego na wytrzymałość betonu (L'influence de l'emploi d'agregats gros sur la résistance du béton)", Archiwum Inżynierii Lądowej, 4, núm. 2, 1958 pp. 181-209.
- 6.25 M. F. Kaplan, "Flexural and compressive strength of concrete as affected by the properties of coarse aggregates", J. Amer. concr. Inst., 55, mayo 1959, pp. 1193-208.
- 6.26 U.S. Bureau of Reclamation, "Triaxial strength tests of neat cement and mortar cylinders", Concrete Laboratory report núm. C-779, Denver, Colorado, noviembre 1954.
- 6.27 P. J. F. Wright, "Crushing and flexural strengths of concrete made with limestone aggregate", Road Res. Lab. Note RN/3320/PJFW, HMSO, London, octubre, 1958.
- 6.28 L. Shuman and J. Tucker, J. Res. Nat. Stand. Paper núm. RP1552, 31, 1943, pp. 107-24.
- 6.29 A. G. A. Saul, "A comparison of the compressive, flexural and tensile strengths of concrete", Cement Concr. Assoc. Tech. Rep. TRA/333, London, junio, 1960.
- 6.30 B. W. Shacklock and P. W. Keene, "Comparison of the compressive and flexural strengths of concrete with and without entrained air", Civil Engineering, London, 54, enero 1959, pp. 77-80.
- 6.31 M. F. Kaplan, "Effects of incomplete consolidation on compressive and flexural strength, ultrasonic pulse velocity, and dynamic modulus of elasticity of concrete", J. Amer. Concr. Inst., 56, marzo 1960, pp. 853-67.
- 6.32 G. Verbeck, "Energetics of the hydration of portland cement", Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Washington DC, 1960, pp. 453-65.
- 6.33 A. Grudemo, "Development of strength properties of hydrating cement pastes and their relation to structural features", Proc. Symp. on Some Recent Research on Cement Hydration, Cembureau, 1975, 8 pp.
- 6.34 D. M. Roy G. R. Gouda, "Porosity-strength relation in cementitious materials with very high strengths", J. Amer. Ceramic Soc., 53, núm. 10, 1973, pp. 549-50.
- 6.35 R. F. Feldman and J. J. Beaudoin, "Microstructure and strength of hydrated cement", Cement and Concrete Research, 6, núm. 3, 1976, pp. 389-400.
- 6.36 P. G. Lowe, "Deformation and fracture of plain concrete", Mag. Concr. Res., 30, núm. 105, 1978, pp. 200-4.
- 6.37 S. D. Santiago, and H. K. Hilsdorf, "Fracture mechanisms of concrete under compressive loads", Cement and Concrete Research, 3, núm. 4, 1973, pp. 363-88.
- 6.38 C. Perry and J. E. Gillott, "The influence of mortar-aggregate bond strength on the behaviour of concrete in uniaxial compression", Cement and Concrete Research, 7, núm. 5, 1977, pp. 553-64.
- 6.39 R. E. Franklin and T. M. J. King, "Relations between compressive and indirect-tensile strengths of concrete", Road. Res. Lab. Rep. LR412, Crowthorne, Berks, 1971, 32 pp.
- 6.40 A. F. Stock, D. J. Hannant and R. I. T. Williams, "The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete", Mag. Concr. Res., 31, núm. 109, 1979, pp. 225-34.
- 6.41 H. Kawakami, "Effect of gravel size on strength of concrete with particular reference to sand content", Proc. Int. Conf. on Mechanical Behaviour of Materials, Kyoto, 1971 - Vol. IV, Concrete and Cement Paste Glass and Ceramics, pp. 96-103, Society of Materials Science, Kyoto, Japan, 1972.
- 6.42 J. M. Plowman, "Maturity and the strength of concrete", Mag. Concr. Res., 8, núm. 22, 1956, pp. 13-22.
- 6.43 P. Klieger, "Effect of mixing and curing temperature on concrete strength", J. Amer. Concr. Inst., 54, junio 1958, pp. 1063-81.
- 6.44 P. Klieger, "Discussion on: Maturity and the strength of concrete", Mag. Concr. Res., 8, núm. 24, 1956, pp. 175-8.
- 6.45 C. D. Pomeroy, D. C. Spooner and D. W. Hobbs, "The dependence of the compressive strength of concrete on aggregate volume concentration for different shapes of specimen", Cement Concr. Assoc. Departmental Note DN 4016, Slough, U. K., marzo 1971, 17 pp.
- 6.46 D. W. Hobbs, C. D. Pomeroy and J. B. Newman, "Design stresses for concrete structures subject to multiaxial stresses", The Structural Engineer., 55, núm. 4, 1977, pp. 151-64.
- 6.47 D. W. Hobbs, "Strength and deformation properties of plain concrete subject to combined stress, Part 3: results obtained on a range of flint gravel aggregate concretes", Cement Concr. Assoc. Tech. Rep. TRA/42.497, London, julio 1974, 20 pp.
- 6.48 G. W. Washa and K. F. Wendt, "Fifty year properties of concrete", J. Amer. Concr. Inst., 72, núm. 1, 1975, pp. 20-8.
- 6.49 K. Walz, "Festigkeitsentwicklung von Beton bis zum Alter von 30 und 50 Jahren", Beton, 26, núm. 3, 1976, pp. 95-8.
- 6.50 H. S. Lew and T. W. Reichard, "Mechanical properties of concrete at early ages", J. Amer. Concr. Inst., 75, núm. 10, 1978, pp. 533-42.
- 6.51 E. Gruenwald, "Cold weather concreting with high-early strength cement", Proc. RILEM Symp. on Winter Concreting, Theory and Practice,

- Copenhagen, 1956, 30 pp., (Danish National Inst. of Building Research, 1956).
- 6.52 K. Newman, "Criteria for the behaviour of plain concrete under complex states of stress", *Proc. Int. Conf. on the Structure of Concrete*, London, septiembre 1965, pp. 255-74, (Cement and Concrete Assoc., London, 1968).
- 6.53 N. J. Carino and F. O. Slate, "Limiting tensile strain criterion for failure of concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 73, núm. 3, 1976, pp. 160-5.
- 6.54 M. E. Tasuji, A. H. Nilson and F. O. Slate, "Biaxial stress-strain relationships for concrete", *Mag. Concr. Res.*, 31, núm. 109, 1979, pp. 217-24.
- 6.55 H. S. Lew and T. W. Reichard, "Prediction of strength of concrete from maturity" in *Accelerated Strength Testing*, ACI SP-56, Detroit, Michigan, 1978, pp. 229-48.
- 6.56 O. Y. Berg, "Research on the concrete strength theory", *Building Research and Documentation, Contributions and Discussions*, Firts CIB Congress, Rotterdam 1959, pp. 60-9.
- 6.57 L. A. Larbi, "Microstructure of the interfacial zone around aggregate particles in concrete", *Heron*, 38, núm. 1, 1993, 69 pp.
- 6.58 M. Kakizaki, H. Edahiro, T. Tochigi and T. Niki, "Effect of Mixing Method on Mechanical Properties and Pore Structure of Ultra High-Strength Concrete", *Katri Report* núm. 90, 19 pp. Kajima Corporation, Tokyo, 1992, (and also in ACI SP-132), Detroit, Michigan, 1992.
- 6.59 L. F. Nielsen, "Strength development in hardened cement paste: examination of some empirical equations", *Materials and Structures*, 26, núm. 159, 1993, pp. 255-60.
- 6.60 S. Walker and D. L. Bloem, "Studies of flexural strength of concrete, Part 3: Effects of variation in testing procedures", *Proc. ASTM*, 57, 1957, pp. 1122-39.
- 6.61 H. Green, "Impact testing of concrete", *Mechanical Properties of non-metallic Brittle Materials*, Butterworth, London, 1958, pp. 300-13.
- 6.62 B. Mather, "Comment on 'Water-cement ratio is passé'", *Concrete International*, 11, núm. 11, 1989, p. 77.
- 6.63 M. Rössler and I. Odler, "Investigations on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated Portland cement pastes". I. Effect of porosity, *Cement and Concrete Research*, 15, núm. 2, 1985, pp. 320-30.
- 6.64 I. Odler and M. Rössler, "Investigations on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated Portland cement pastes. II. Effect of pore structure and the degree of hydration", *Cement and Concrete Research*, 15, núm. 3, 1985, pp. 401-10.
- 6.65 J. J. Beaudoin and V. S. Ramachandran, "A new perspective on the hydration characteristics of cement phases", *Cement and Concrete Research*, 22, núm. 4, 1992, pp. 689-94.
- 6.66 R. Sersale, R. Cioffi, G. Frigione and F. Zenone, "Relationship between gypsum content, porosity, and strength of cement", *Cement and Concrete Research*, 21, núm. 1, 1991, pp. 120-6.
- 6.67 R. F. Felman, "Application of the helium inflow technique for measuring surface area and hydraulic radius of hydrated Portland cement", *Cement and Concrete Research*, 10, núm. 5, 1980, pp. 657-64.
- 6.68 D. Winslow and Ding Liu, "The pore structure of paste in concrete", *Cement and Concrete Research*, 20, núm. 2, 1990, pp. 227-84.
- 6.69 R. L. Day and B. K. Marsh, "Measurement of porosity in blended cement pastes", *Cement and Concrete Research*, 18, núm. 1, 1988, pp. 63-73.
- 6.70 A. A. Rahman, "Characterization of the porosity of hydrated cement pastes, in *The Chemistry and Chemically-Related Properties of Concrete*", Ed. F. P. Glasser, *British Ceramic Proceedings* núm. 35, Stoke-on-Trent, 1984, pp. 249-63.
- 6.71 L. I. Knab, J. R. Clifton and J. B. Ingle, "Effects of maximum void size and aggregate characteristics on the strength of mortar", *Cement and Concrete Research*, 13, núm. 3, 1983, pp. 383-90.
- 6.72 E. M. Krokosky, "Strength vs. structure: a study for hydraulic cements", *Materials and Structures*, 3, núm. 17, Paris, septiembre-octubre 1970, pp. 313-23.
- 6.73 E. Ryshkewich, "Compression strength of porous sintered alumina and zirconia", *J. Amer. Ceramic Soc.*, 36, febrero 1953, pp. 66-8.
- 6.74 Discussion of paper by H. J. Gilkey: Water/cement ratio versus strength - another look, *J. Amer. Concr. Inst.*, Part 2, 58, diciembre 1961, pp. 1851-78.
- 6.75 D. W. Hobbs, "Strength and deformation properties of plain concrete subject to combined stress, Part 1: strength results obtained on one concrete, *Cement Concr. Assoc. Tech. Rep. TRA/42.451*, London, noviembre 1970.
- 6.76 T. T. C. Hsu, F. O. Slate, G. M. Sturman and G. Winter, "Micro-cracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve", *J. Amer. Concr. Inst.*, 60, febrero 1963, pp. 209-24.
- 6.77 B. Mather, "What do we need to know about the response of plain concrete and its matrix to combined loadings?", *Proc. 1st Conf. on the Behavior of Structural Concrete Subjected to Combined Loadings*, West Virginia Univ., 1969, pp. 7-9.
- 6.78 H. Kupfer, H. K. Hilsdorf and H. Rüschi, "Behaviour of concrete under biaxial stresses", *J. Amer. Concr. Inst.*, 66, agosto 1969, pp. 656-66.
- 6.79 B. Bresler and K. S. Pister, "Strength of concrete under combined stresses", *J. Amer. Concr. Inst.*, 55, septiembre 1958, pp. 321-45.
- 6.80 S. Popovics, "Analysis of the concrete strength versus water-cement ratio relationship", *ACI Materials Journal*, 57, núm. 5, 1990, pp. 517-29.

- 6.81 N. McN. Alford, G. W. Groves and D. D. Double, "Physical properties of high strength cement paste", *Cement and Concrete Research*, 12, núm. 3, 1982, pp. 349-58.
- 6.82 Z. P. Bazant, F. C. Bishop and Ta-Peng Chang, "Confined compression tests of cement paste and concrete up to 300 ksi", *ACI Journal*, 83, núm. 4, 1986, pp. 553-60.
- 6.83 A. Meyer, "Über den Einfluss des Wasserzementwertes auf die Frühfestigkeit von Beton", *Betonstein Zeitung*, núm. 8, 1963, pp. 391-4.
- 6.84 L. Bjerkeli, J. J. Jensen and R. Lenschow, "Strain development and static compressive strength of concrete exposed to water pressure loading", *ACI Structural Journal*, 90, núm. 3, 1993, pp. 310-15.
- 6.85 Chuan-Zhi Wang, Zhen-Hai Guo and Xiu-Qin Zhang, "Experimental investigation of biaxial and triaxial compressive concrete strength", *ACI Materials Journal*, 84, núm. 2, 1987, pp. 92-6.
- 6.86 W. S. Yin, E. C. M. Su, M. A. Mansur and T. C. Hsu, "Biaxial tests of plain and fiber concrete", *ACI Materials Journal*, 86, núm. 3, 1989, pp. 236-43.
- 6.87 S. P. Shah, "Fracture toughness for high-strength concrete", *ACI Materials Journal*, 87, núm. 3, 1990, pp. 260-5.
- 6.88 G. Giaccio, C. Rocco and R. Zerbino, "The fracture energy (GF) of high-strength concretes", *Materials and Structures*, 26, núm. 161, 1993, pp. 381-6.
- 6.89 Mun-Hong Zhang and O. E. Gjorv, "Microstructure of the interfacial zone between lightweight aggregate and cement paste", *Cement and Concrete Research*, 20, núm. 4, 1990, pp. 610-18.
- 6.90 M. M. Smadi and F. O. Slate, "Microcracking of high and normal strength concretes under short- and long-term loadings", *ACI Materials Journal*, 86, núm. 2, 1989, pp. 117-27.
- 6.91 F. O. Slate and K. C. Hover, "Microcracking in concrete, in *Fracture Mechanics of Concrete: Material Characterization and Testing*, Eds A. Carpinteri and A. R. Ingraffea, Martinus Nijhoff, The Hague, 1984, pp. 137-58.
- 6.92 A. Jornet, E. Guidali and U. Mühlethaler, "Microcracking in high performance concrete", In *proceedings of the Fourth Euroseminar on Microscopy Applied to Building Materials*, Eds J. E. Lindqvist and B. Nitz, Sp. Report 1993: 15, Swedish National Testing and Research Institute: Building Technology, 1993, pp. 6.
- 6.93 P. J. M. Monteiro, J. C. Maso and J. P. Ollivier, "The aggregate-mortar interface", *Cement and Concrete Research*, 15, núm. 6, 1985, pp. 953-8.
- 6.94 K. L. Scrivener and E. M. Gariner, "Microstructural gradients in cement paste around aggregate particles", *Materials Research Symposium Proc.*, 114, 1988, pp. 77-85.
- 6.95 Xie Ping, J. J. Beaudoin and R. Brousseau, "Effect of aggregate size on the transition zone properties at the Portland cement paste interface", *Cement and Concrete Research*, 21, núm. 6, 1991, pp. 999-1005.
- 6.96 J. C. Maso, "La Liaison pâte-granulats", in *Le Béton Hydraulique*, Eds J. Baron and R. Sauterey, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1982, pp. 247-59.
- 6.97 N. J. Carino and R. C. Tank, "Maturity functions for concretes made with various cements and admixtures", *ACI Materials Journal*, 89, núm. 2, 1992, pp. 188-96.
- 6.98 R. Y. Pearson, "Maturity meter speeds post-tensioning of structural concrete frame", *Concrete international*, 9, núm. 5, abril 1987, pp. 63-4.
- 6.99 N. J. Carino and H. S. Lew, "Temperature effects on strength-maturity relations of mortar", *ACI Journal*, 80, núm. 3, 1983, pp. 177-82.
- 6.100 N. J. Carino, "The maturity method: theory and application", *Cement, Concrete and Aggregates*, 6, núm. 2, 1984, pp. 61-73.
- 6.101 K. Ayuta, M. Hayashi and H. Sakurai, "Relation between concrete strength and cumulative temperature", *Cement Association of Japan Review*, 1988, pp. 236-9.
- 6.102 E. Gauthier and M. Regourd, "The hardening of cement in function of temperature", in *Proceedings of RILEM International Conference on Concrete of Early Ages*, Vol. 1, Anciens ENPC, Paris 1982, pp. 145-55.
- 6.103 K. Komlos, "Comments on the long-term tensile strength of plain concrete", *Mag. Concr. Res.*, 22, núm. 73, 1970, pp. 232-8.
- 6.104 L. Bortolotti, "Interdependence of concrete strength parameters", *ACI Materials Journal*, 87, núm. 1, 1990, pp. 25-6.
- 6.105 N. J. Carino and H. S. Lew, "Re-examination of the relation between splitting tensile and compressive strength of normal weight concrete", *ACI Journal*, 79, núm. 3, 1982, pp. 214-19.
- 6.106 F. A. Oluokun, "Prediction of concrete tensile strength from compressive strength: evaluation of existing relations for normal weight concrete", *ACI Materials Journal*, 88, núm. 3, 1991, pp. 302-9.
- 6.107 O. E. Gjorv, P. J. M. Monteiro and P. K. Mehta, "Effect of condensed silica fume on the steel-concrete bond", *ACI Materials Journal*, 87, núm. 6, 1990, pp. 573-80.
- 6.108 F. G. Murphy, "The Effect of Initial Rusting on the Bond Performance of Reinforcement", *CIRIA Report 71*, London 1977, pp. 36.
- 6.109 I. Schaller, F. De Larrard and J. Fuchs, "Adhérence des armatures passives dans le béton a tres hautes performances", *Bulletin liaison Labo. Ponts et Chaussées*, 167, mayo-junio 1990, pp. 13-21.
- 6.110 J. M. Raphael, "tensile strength of concrete", *ACI Materials Journal*, 81, núm. 2, 1984, pp. 158-65.
- 6.111 E. K. Attiogbe and D. Darwin, "Submicrocracking in cement paste and mortar", *ACI Materials Journal*, 84, núm. 6, 1987, pp. 491-500.

- 6.112 K. M. Alexander and I. Ivanusec, "Long term effects of cement SO_3 content on the properties of normal and high-strength concrete, Part I. The effect on strength", *Cement and Concrete Research*, 12, núm. 1, 1982, pp. 51-60.
- 6.113 N. Hearn and R. D. Hooton, "Sample mass and dimension effects on mercury intrusion porosimetry results", *Cement and Concrete Research*, 22, núm. 5, 1992, pp. 970-80.
- 6.114 R. A. Cook and K. C. Hover, "Mercury porosimetry of cement-based materials and associated correction factors", *ACI Materials Journal*, 90, núm. 2, 1993, pp. 152-61.
- 6.115 N. Hearn, R. D. Hooton and R. H. Mills, "Pore structure and permeability", in *Concrete and Concrete-Making Materials*, ASTM Sp. tech. Publ. núm. 169C, Philadelphia 1994, pp. 241-62.
- 6.116 W. S. Najjar and K. C. Hover, "Neutron radiography for microcrack studies of concrete cylinders subjected to concentric and excentric compressive loads", *ACI Materials Journal*, 86, núm. 4, 1989, pp. 354-9.
- 6.117 S. L. Wood, "Evaluation of the long-term properties of concrete", *ACI Materials Journal*, 88, núm. 6, 1991, pp. 630-43.
- 6.118 ACI 318-89, Revised 1992, "Building code requirements for reinforced concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 3: Use of Concrete in Buildings-Design, Specifications, and Related Topics*, Detroit, Michigan 1994, pp. 345.
- 6.119 D. C. Spooner, C. D. Pomeroy and J. W. Dougill, "Damage and energy dissipation in cement pastes in compression", *Mag. Concr. Res.*, 28, núm. 94, 1976, pp. 21-9.
- 6.120 N. J. Gardner and S. M. Poon, "Time and temperature effects on tensile, bond, and compressive strengths", *J. Amer. Concr. Inst.*, 73, núm. 7, 1976, pp. 405-9.

Capítulo 7

Aspectos adicionales del concreto endurecido

En el capítulo precedente, se consideraron los principales factores que influyen en la resistencia del concreto. Aquí se analizarán aspectos complementarios de la resistencia, incluyendo la fatiga y el impacto; a esto seguirá una breve descripción de las propiedades acústicas y eléctricas del concreto.

Curado del concreto

Para obtener un buen concreto, al colado de una mezcla adecuada debe seguir el curado, dentro de un ambiente apropiado, durante las primeras etapas del endurecimiento. El curado es el nombre que se da a los procedimientos utilizados para promover la hidratación del cemento; consiste en un control de temperatura y en el movimiento de humedad, a partir de la superficie, hacia dentro del concreto. El factor temperatura se trata en el capítulo 8.

Más específicamente, el objeto del curado es mantener saturado el concreto, o tan cercanamente saturado como sea posible, hasta que el espacio originalmente llenado con agua de la pasta de cemento fresco se haya llenado en el grado deseado por los productos de hidratación del cemento. En el caso del concreto en obra, el curado activo se detiene casi siempre mucho antes de que haya ocurrido la máxima hidratación posible.

Powers^{7.36} demostró que la hidratación se reduce en forma importante cuando la humedad relativa dentro de los poros capilares cae debajo de 80 por ciento; esto lo confirmaron Patel y otros.^{7.3} La hidratación máxima puede continuar únicamente en condiciones de saturación. La figura 7.1 muestra el grado de hidratación del cemento después de seis meses de almacenamiento a diferentes humedades relativas, y está claro que, debajo de una presión de vapor de 0.8 de la presión de saturación, el grado de hidratación es bajo, y es insignificante debajo de 0.3 de la presión de saturación.^{7.36}

De esto se sigue que, para que continúe la hidratación, tiene que mantenerse la humedad relativa dentro del concreto a un mínimo de 80 por ciento. Si la humedad relativa del aire del ambiente es al menos así de alta, habrá poco movimiento de agua entre el concreto y el aire del ambiente, y no es necesario el curado activo para asegurar la continuidad de la hidratación. Hablando en términos estrictos, la declaración anterior es válida solamente si no intervienen otros factores, por ejemplo, si no hay nada de viento, si no existe diferencia alguna de temperatura entre el concreto y el ambiente, y si el concreto no está expuesto a radiación solar.

Por lo tanto, en la práctica, el curado activo es innecesario únicamente en un clima muy húmedo con una temperatura constante. Es importante notar que en muchas partes del mundo, la humedad relativa cae debajo de 80 por ciento en algún momento durante el día, de manera que la creencia en el "curado natural", sólo porque el clima húmedo, es infundada.

Una indicación de la influencia, de la temperatura y de la humedad relativa del aire circundante, y de la velocidad del viento, sobre la evaporación a partir de la superficie del concreto se da en las figuras 7.2, 7.3 y 7.4, que se basan en los resultados de Lerch.^{7.37} La diferencia entre las temperaturas del concreto y del aire también afecta la pérdida de agua, como se muestra en la figura 7.5. Por lo tanto, el concreto saturado de día perdería agua durante una noche fría, y este también sería el caso del concreto colado en clima frío, incluso en aire saturado. Los ejemplos citados son meramente típicos, puesto que la pérdida real de agua depende de la relación superficie/volumen del espécimen.^{7.38}

La prevención de la pérdida de agua que proviene del concreto es importante no sólo porque afecta adversamente el desarrollo de resistencia, sino también porque conduce a contracción plástica, permeabilidad mayor y resistencia a la abrasión menor.

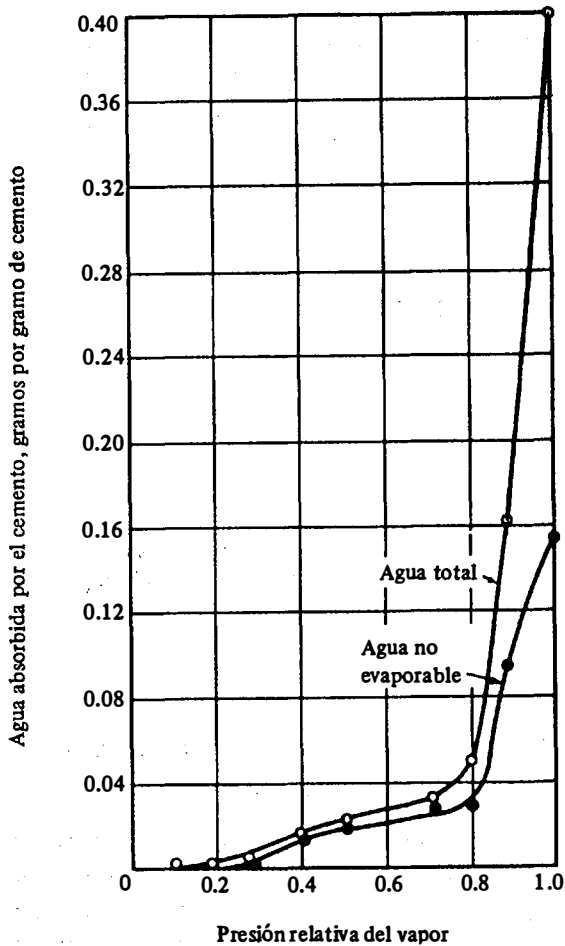


Figura 7.1. Agua absorbida por cemento seco expuesto durante seis meses a diferentes presiones de vapor ^{7.36}

Del análisis anterior podría deducirse que, para que continúe la hidratación del cemento, es suficiente prevenir la pérdida de humedad del concreto. Esto es cierto únicamente si la relación agua/cemento del concreto es suficientemente alta para que la cantidad de agua de la mezcla sea adecuada para que continúe la hidratación. En el capítulo 1 se mostró que la hidratación del cemento sólo puede presentarse en poros capilares llenos de agua. A esto se debe la evaporación que proviene de los poros capilares. Adicionalmente, el agua que se pierde internamente por autodesecación (debido a reacciones químicas de hidratación del cemento), ha de reemplazarse por agua proveniente del exterior, por ejemplo debe hacerse posible el ingreso de agua dentro del concreto.

Debe recordarse que la hidratación de un espécimen sellado sólo puede continuar si la cantidad de agua presente en la pasta es al menos dos veces el agua ya combinada. Por lo tanto, la autodesecación es importante en mezclas con relaciones agua/cemento debajo de aproximadamente 0.5; para relaciones agua/cemento mayores, la rapidez de hidratación de un espécimen sellado iguala a aquella de un espécimen saturado.^{7.35} Sin embargo, no deberá olvidarse que solamente la mitad del agua presente en la pasta puede utilizarse para combinación química; esto es así incluso si la cantidad total de agua presente es menor que el agua requerida para combinación química.^{7.36}

En vista de lo anterior, podemos distinguir entre necesidades de curado en situaciones donde, por un lado, sólo se necesita prevenir la pérdida de agua proveniente del concreto,

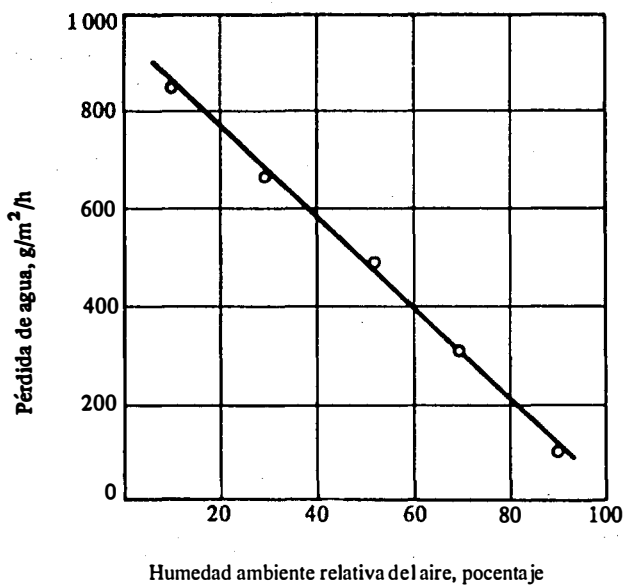


Figura 7.2. Influencia de la humedad relativa del aire en la pérdida de agua del concreto en las etapas tempranas después del colado (temperatura ambiente 21 °C; velocidad del viento 4.5 m/s)

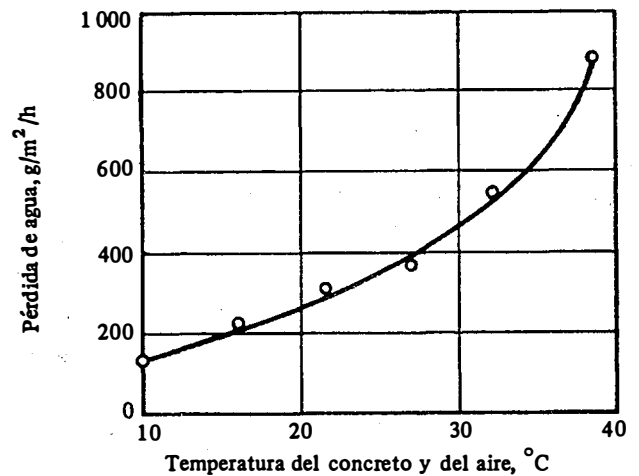


Figura 7.3. Influencia de la temperatura del ambiente y del concreto en la pérdida de agua del concreto en las etapas tempranas iniciales del colado (humedad relativa ambiental 70 por ciento; velocidad del viento 4.5 m/s)

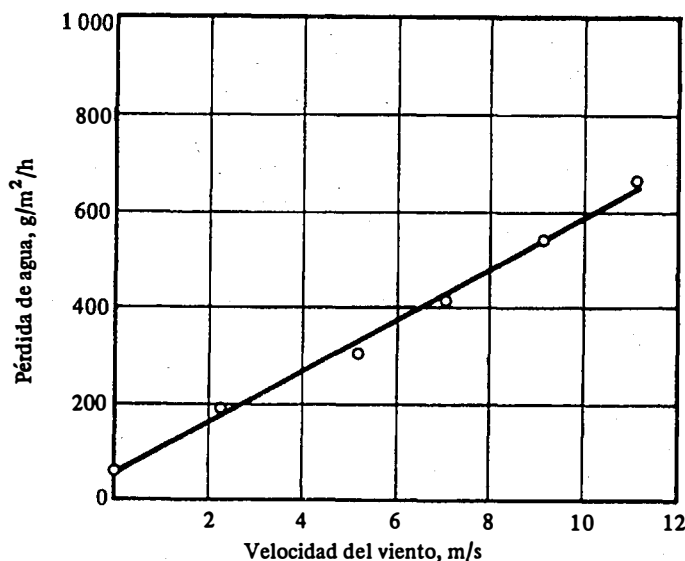


Figura 7.4: Influencia de la velocidad del viento en la pérdida de agua del concreto en las etapas iniciales después del colado (humedad relativa ambiental 70 por ciento, temperatura 21 °C)

y por otro, situaciones donde es necesario el ingreso de agua del exterior para que continúe la hidratación. La línea divisoria está aproximadamente en una relación agua/cemento de 0.5. Con muchos de los concretos modernos que tienen una relación agua/cemento menor a 0.5, es deseable la hidratación por ingreso de agua dentro del concreto.

Deberá añadirse que el concreto distante de la superficie, aquél que se halla a profundidad, estará difícilmente sujeto al movimiento de la humedad, que únicamente afecta una zona exterior típicamente de 30 mm de profundidad pero ocasionalmente hasta una profundidad de 50 mm. En el

concreto reforzado, esta profundidad representa toda o la mayor parte de la profundidad del recubrimiento.

Por lo tanto, el concreto del interior de un miembro estructural, en general, no es afectado por el curado, de manera que éste es de poca importancia con respecto a la resistencia estructural, excepto en el caso de miembros muy delgados. Por otro lado, las propiedades del concreto en la zona exterior están influidas grandemente por el curado; es el concreto de esta zona el que está sometido a intemperie, carbonatación y abrasión, y la permeabilidad del concreto de la zona exterior tiene una influencia primordial sobre la

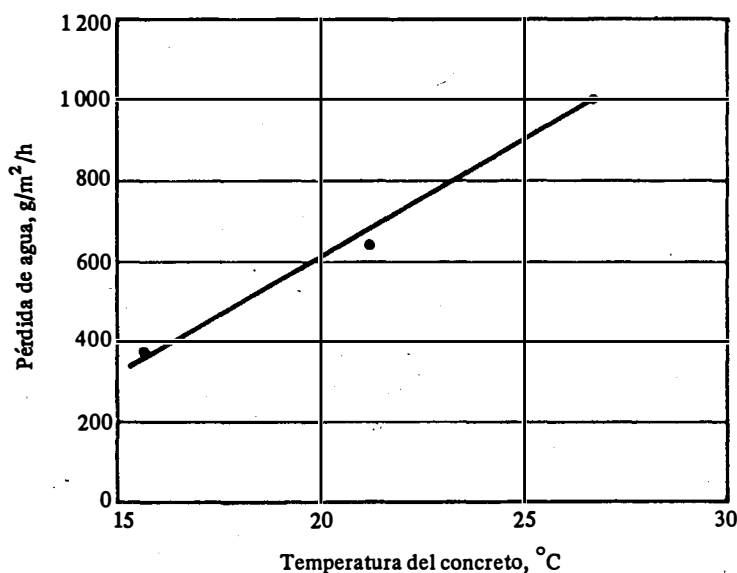
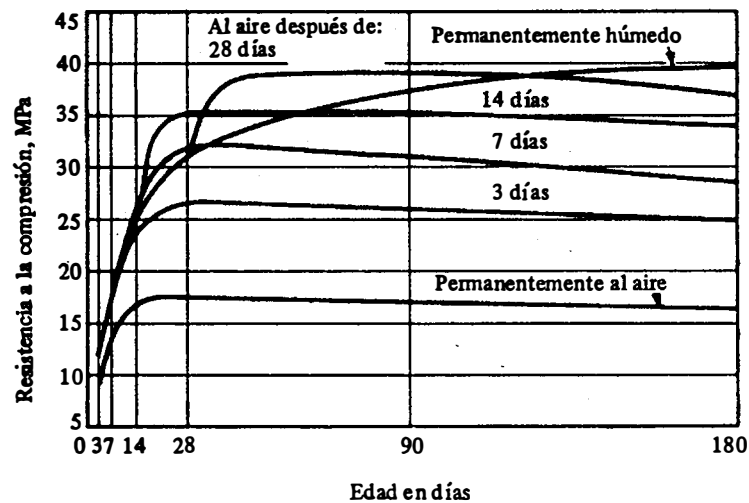


Figura 7.5 Influencia de la temperatura del concreto (a una temperatura ambiente de 4.5 °C) en la pérdida de agua del concreto en las etapas tempranas después del colado (humedad relativa ambiental 100 por ciento, velocidad del viento 4.5 m/s)

Figura 7.6. Influencia del curado húmedo en la resistencia del concreto con una relación agua/cemento de 0.50.



protección contra la corrosión del acero de refuerzo (véase el capítulo 11).

Una indicación de la profundidad de la zona exterior que es afectada por el curado puede obtenerse de las pruebas de Parrot^{7.2} en concreto con una relación agua/cemento de 0.59, almacenado a 20 °C en ambiente con una humedad relativa de 60 por ciento; él halló los períodos siguientes para la humedad relativa, que decae dentro del concreto hasta 90 por ciento: 12 días para una profundidad de 7.5 mm; 45 días para una profundidad de 15.5 mm; y 172 días para una profundidad de 35.5 mm. A menores relaciones agua/cemento, las cuales son comunes en el concreto moderno, estos períodos serían más largos.

Se encontró que una reducción en la humedad relativa del ambiente de 100 a 94 por ciento incrementa en forma importante la capacidad de absorción de agua del concreto; esto es un indicio de la extensión del sistema continuo de vacíos grandes del concreto.^{7.5} Se mostró que el curado a una humedad relativa exterior debajo de aproximadamente 80 por ciento da por resultado un gran incremento en el volumen de vacíos mayores de 37nm, los cuales tienen importancia para la durabilidad del concreto.^{7.3}

Se desprende del análisis anterior que los efectos del curado deberán estudiarse en el concreto de la zona exterior. Sin embargo, tradicionalmente se expresan en función de la influencia del curado sobre la resistencia, esto es, en comparación de la resistencia de los especímenes almacenados en agua (o en niebla) con la resistencia de aquéllos almacenados en algunas otras condiciones para diferentes períodos; esto se toma para demostrar la efectividad del curado y su efecto benéfico. En la figura 7.6 se muestra un ejemplo de esto, obtenido para concreto con una relación agua/cemento de 0.50. La pérdida de resistencia a causa de curado defi-

ciente es más pronunciada en especímenes menores, pero la pérdida es menor, en concreto de agregado de peso ligero.^{7.55} Las resistencias a la compresión y a la tensión son afectadas de manera similar; en ambos casos, las mezclas más ricas son ligeramente más afectadas.^{7.56}

La pérdida de resistencia a los 28 días para estar directamente relacionada con la pérdida de agua que ocurre durante los tres primeros días; la temperatura (20 a 40 °C) no tiene efecto alguno^{7.7} (véase la figura 7.7).

El efecto del curado inadecuado sobre la resistencia es mayor a relaciones agua/cemento más altas y también es mayor en concretos con una rapidez baja de desarrollo de resistencia.^{7.29} Por lo tanto, la resistencia de concretos hechos con cemento portland ordinario (tipo I) es más afectada por un curado pobre. Igualmente, los concretos que contienen ceniza volante o escoria molida granulada de alto horno son más afectados que los concretos hechos únicamente con cemento portland.

Debe destacarse que, para un desarrollo satisfactorio de resistencia, no es necesario que todo el cemento se hidrate y, en realidad, esto se logra sólo raramente en la práctica: como se muestra en el capítulo 6, la calidad del concreto depende principalmente de la relación gel/espacio de la pasta. Sin embargo, si el espacio lleno de agua en el concreto fresco es mayor que el volumen que pueda llenarse con los productos de hidratación, mayor hidratación conducirá a mayor resistencia y a menor permeabilidad.

Métodos de curado

Existen dos amplias categorías de curado cuyos principios se consideran ahora, reconociendo que los procedimientos

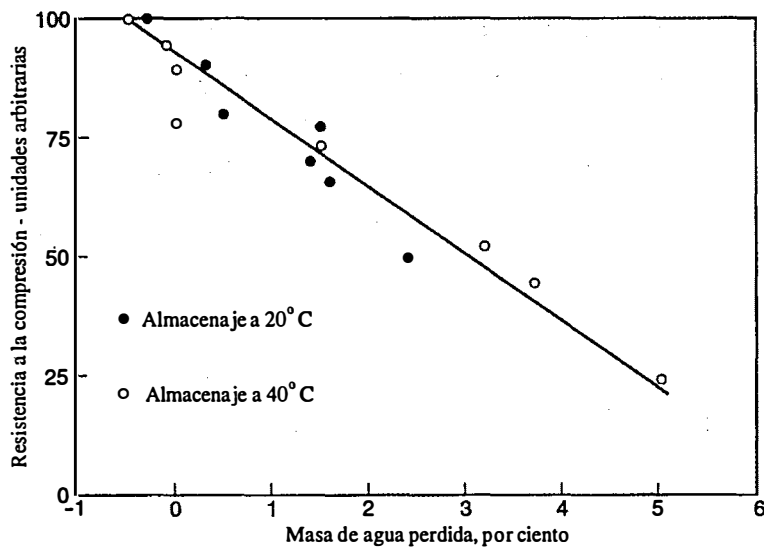


Figura 7.7 Relación entre la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días y la pérdida de agua (por masa de concreto) durante los tres primeros días (basada en la ref. 7.7)

reales utilizados varían en forma importante, lo que depende de las condiciones en la obra y del tamaño, forma y posición del miembro de concreto. Los métodos pueden ser descritos en general como curado húmedo y curado con membrana, respectivamente.

El primer método es aquél de surtir el agua que puede ser absorbida por el concreto. Esto requiere que la superficie del concreto esté continuamente en contacto con el agua durante un periodo de tiempo especificado, iniciándose tan

pronto como la superficie del concreto ya no sea propensa a sufrir daño. Dichas condiciones pueden realizarse por medio del rocío o inundación (encharcamiento), o cubriendo el concreto con arena, tierra, aserrín o paja húmedos. Como pueden resultar manchas, se requiere tener cierto cuidado. Pueden emplearse esteras de arpillera limpia o de algodón (gruesas y sobrepuestas), periódicamente mojadas, o alternativamente, una cubierta absorbente con acceso al agua puede colocarse encima del concreto. En superficies incli-

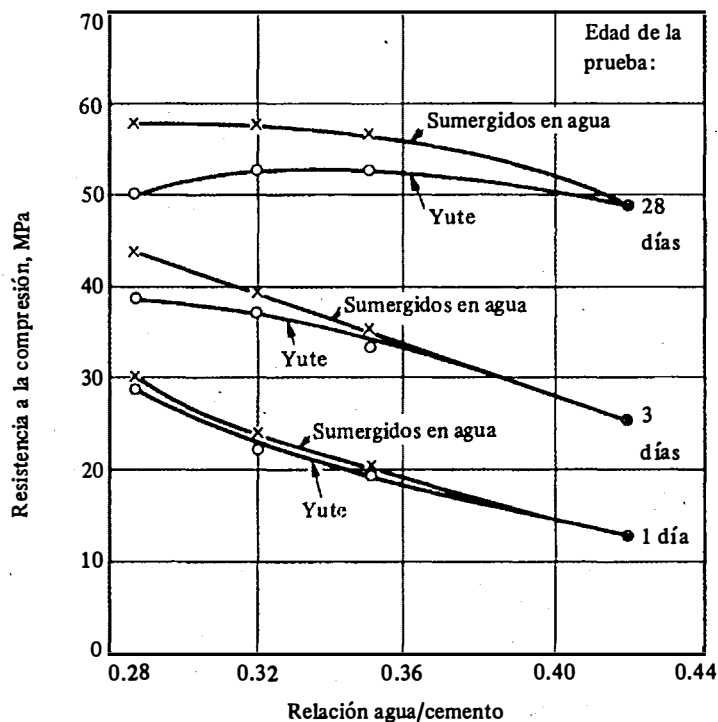


Figura 7.8. Influencia de las condiciones del curado sobre la resistencia de los cilindros de prueba.

nadas o verticales, pueden usarse mangueras para remojar. Naturalmente, un suministro continuo de agua es más eficiente que uno intermitente, y la figura 7.8 compara el desarrollo de resistencia de cilindros de concreto, cuya superficie superior fue inundada durante las primeras 24 horas, con aquélla de cilindros cubiertos con una arpillera húmeda.^{7,77} La diferencia es evidente solamente a relaciones agua/cemento debajo de aproximadamente 0.4, en que la autodesecación da por resultado una insuficiencia de agua dentro del concreto. Se sigue que, para relaciones agua/cemento bajas, el curado húmedo es altamente deseable.

En lo que corresponde a la calidad del agua que se utiliza para el curado, idealmente debería ser la misma que para el agua de mezclado (véase la página 125). El agua de mar puede conducir a corrosión del acero de refuerzo. También, la materia orgánica y el fierro pueden causar manchas, particularmente si el agua fluye lentamente sobre el concreto y se evapora rápidamente. En algunos casos, la decoloración no es significativa.

Si el manchado ocurre o no ocurre, eso no puede declararse sobre la base de un análisis químico y deberá revisarse por medio de una prueba de comportamiento. El U.S. Army Corps of Engineers^{7,40} recomienda una prueba preliminar en la cual 300 ml del agua que se va a usar para el curado, es evaporada en una ligera depresión, de 10 cm de diámetro, en la superficie de un espécimen de cemento blanco puro o de yeso de París.

Si la coloración resultante no se considera objetable, se lleva a cabo una prueba posterior. Aquí, se dejan fluir 150 lts. de agua a lo largo de una viga de concreto de 150 x 150 x 750 mm con una superficie superior de forma acanalada colocada entre 15 a 20° con la horizontal; el gasto es de 4 litros en 3 o 4 horas. La circulación forzada de aire y el calentamiento por medio de lámparas eléctricas estimula la evaporación y, por lo tanto, la deposición del residuo. La prueba es evaluada otra vez únicamente por observación y, si es necesario, puede llevarse a cabo una prueba real de campo: se cura una losa de 2 metros cuadrados.

Es esencial que el agua del curado esté libre de sustancias que atacan el concreto endurecido: éstas se analizan en los capítulos 10 y 11.

La temperatura del agua no deberá ser mucho menor que aquella del concreto, a fin de evitar choque térmico o agudos gradientes de temperatura; ACI 308-92 recomienda una diferencia máxima de 11 °C.^{7,9}

El segundo método de curado descansa en la prevención de la pérdida de agua de la superficie de concreto, sin la posibilidad de que el agua exterior ingrese dentro de ésta. Este po-

dría llamarse un método de barrera para el agua. Las técnicas utilizadas incluyen cubrir la superficie del concreto con láminas traslapadas de polietileno, tendidas de manera plana, o con papel reforzado. Las láminas pueden ser negras, lo cual es preferible en tiempo frío, o blancas, lo cual tiene la ventaja de reflejar la radiación solar en tiempo cálido. El papel con una superficie blanca también está disponible. Las láminas pueden causar decoloración o moteado a causa de la condensación no uniforme del agua en el lado de abajo.

Otra técnica utiliza compuestos de curado aplicados con rociado, los cuales forman una membrana. Los compuestos comunes son soluciones de resinas de hidrocarburos sintéticos en disolventes de alta volatilidad, que algunas veces incluyen una tintura de color brillante fugaz. La tintura pone en evidencia las áreas que no están rociadas apropiadamente. Puede incluirse un pigmento blanco o de alúmina para reducir la ganancia de calentamiento solar: es muy efectivo. Se puede disponer de otras soluciones de resina tales como: acrílico, vinilo o estirenobutadieno, y goma clorinada. También pueden utilizarse las emulsiones de cera, pero éstas dan por resultado un acabado resbaloso, el cual no es sencillo remover, considerando que las resinas de hidrocarburo tienen débil adherencia al concreto y son degradadas por la luz ultravioleta; ambas características son deseables.

En la norma ASTM C 309-93 se da una especificación para los compuestos líquidos para curados que forman membranas, y en la norma ASTM C 171-92 se da una para los materiales de láminas.

Con frecuencia surge una pregunta: ¿qué método o técnica de curado se debe usar? Para el concreto con una relación agua/cemento menor de aproximadamente 0.5, e indudablemente menor de 0.4 deberá emplearse el curado húmedo, pero sólo si puede aplicarse cabal y continuamente. Si no es posible asegurar esto, entonces es preferible el curado por membrana, pero éste, también, deberá ser bien ejecutado.

Es evidente que la membrana debe ser continua y sin daño alguno. También el control del tiempo de rociado es crítico. El rocío de curado deberá aplicarse después de que el sangrado haya dejado de traer agua a la superficie del concreto, pero antes de que se haya secado bien la superficie; el tiempo óptimo es el momento en que ha desaparecido el agua libre sobre la superficie del concreto, cuando ya no es visible el brillo del agua. Sin embargo, si el sangrado no se ha detenido, no deberá aplicarse la membrana de curado, aun cuando la superficie del concreto se vea seca como consecuencia de una alta rapidez de evaporación. Para este propósito, la rapidez de evaporación de 1 kg/m² por hora puede tomarse como alta. La rapidez puede calcularse utilizando las figuras de la 7.2 a la 7.5, basadas en los resultados

de Lerch;^{7.37} alternatively, puede utilizarse una gráfica del ACI 308R-86, basada en la misma fuente^{7.37} de esas figuras.

Cuando una alta rapidez de evaporación remueve el agua más rápidamente que lo que surge por el sangrado, Mather^{7.6} recomienda humedecer el concreto y demorar la aplicación del compuesto de curado hasta que haya cesado el sangrado.

Algunos concretos, por ejemplo, aquellos que contienen humo de sílice, no exhiben sangrado, en cuyo caso la membrana de curado deberá aplicarse sin demora. Si el compuesto del curado se aplica a la superficie que se ha secado completamente, el rocío penetrará dentro del concreto y evitará hidratación adicional dentro de la zona exterior. Más aún, no se formará ninguna membrana continua efectiva.^{7.6}

Con cimbra deslizante, donde la cimbra es removida efectivamente después de varias horas, es importante la aplicación inmediata del curado si existen requisitos de durabilidad, o por razones de resistencia en el caso de miembros esbeltos. Por otro lado, la cimbra común dejada en el lugar es una forma de prevenir la pérdida de humedad de superficies verticales. Después de haberse aflojado, es posible la aplicación de agua.

Prueba de compuestos de curado

La eficiencia de los compuestos de curado en función del alcance hasta el cual permiten la pérdida de agua de la superficie de un mortero normal puede determinarse por medio de pruebas. La norma británica BS 7542: 1992 utiliza mortero de 1:3 con una relación agua/cemento de 0.44, exposición a 38 °C y una humedad relativa de 35 por ciento por 72 horas para representar la eficiencia del curado se toma; la reducción de porcentaje en la pérdida de agua comparada con un espécimen sin una membrana. El método de prueba de la norma ASTM C 156-93 es similar pero el rendimiento

del compuesto está expresado como una pérdida de agua por unidad de área. Se dice que la reproductibilidad de esta prueba es pobre.^{7.4}

Ni la prueba británica ni la prueba americana miden la calidad del concreto curado en la zona de la superficie que es la que interesa en la práctica pero no es fácil de determinar. Otras de las varias pruebas propuestas son muy engorrosas para su uso práctico o bien interfieren con el concreto que se está probando.

En las pruebas, la superficie del mortero se nivela y se termina con llana. En la práctica, la superficie del concreto puede cepillarse toscamente o rayarse (como en el caso de las losas de carretera) y esto afecta la cantidad de compuesto de curado necesario. Igualmente, como es más difícil obtener una membrana continua y uniforme en tales circunstancias, puede ocurrir que no se logre en la práctica el mismo buen rendimiento en cuanto a retención de agua que se obtiene en la prueba.

Duración del curado

El periodo de curado requerido en la práctica no puede prescribirse de manera simple; los factores relevantes incluyen la severidad de las condiciones de secado y los requisitos de durabilidad esperados. Como ejemplo, los períodos mínimos de curado para exposición externa incluyendo congelación y deshielo sin usar de agentes descongelantes y para la exposición a sustancias químicas agresivas, se dan en la tabla 7.1, derivados de la norma europea ENV 206: 1992. Si el concreto va a estar sujeta a abrasión, es deseable duplicar los períodos de curado.

Los requisitos para descimbrar se rigen por la resistencia del concreto. Ésta puede ser estimada a partir de la madurez del mismo (véase la página 209) o por pruebas de resistencia a la compresión en especímenes acompañantes (véase la página 406) o, en su lugar, con pruebas no destructivas. Harri-son^{7.8} da orientación al respecto.

Tabla 7.1 Tiempos de curado mínimo (en días) recomendados en ENV 206: 1992.

Rapidez de ganancia de la resistencia del concreto	Rápido			Mediano			Lento		
Temperatura del concreto, (°C).	5	10	15	5	10	15	5	10	15
Condiciones del ambiente durante el curado									
Sin sol, rh ≥ 80.	2	2	1	3	3	2	3	3	2
Sol mediano o viento mediano o rh ≥ 50	4	3	2	6	4	3	8	5	4
Sol fuerte o alto viento o rh < 50	4	3	2	8	6	5	10	8	5

h = humedad relativa en porcentajes.

*Baja relación agua/cemento y cemento de endurecimiento rápido.

Anteriormente se estableció que el curado deberá iniciarse lo más pronto posible y deberá ser continuo. Ocasionalmente se aplica el curado intermitente, y es útil apreciar su efecto. En el caso de concreto con una baja relación agua/cemento, el curado continuo es vital a una edad temprana ya que la hidratación parcial puede hacer discontinuos los poros capilares: al renovarse el curado, al agua no sería capaz de entrar en el concreto y no se presentaría hidratación adicional. Sin embargo, las mezclas con una alta relación agua/cemento siempre retienen un gran volumen de poros capilares, de manera que el curado puede reanudarse en cualquier momento, pero cuanto antes mejor.

El análisis precedente ha dado gran énfasis a la importancia del curado apropiado. El curado siempre se especifica, pero raramente se ejecuta adecuadamente. Y además, el curado inadecuado es responsable de muchos de los problemas de durabilidad del concreto, especialmente del concreto reforzado. Por esta razón, hay que hacer incapié en la importancia del curado.

Curado autógeno

En condiciones de humedad, las grietas finas en concreto fracturado se compondrán completamente si se dejan cerrar sin desplazamiento tangencial. Esto se conoce como curado autógeno y se debe principalmente a la hidratación del cemento todavía sin hidratar, el cual llega a estar expuesto al agua en el caso de la apertura de las grietas. También ayuda al curado la formación de carbonato de calcio insoluble proveniente del hidróxido de calcio en el cemento hidratado, si ocurre la carbonatación. Puede ocurrir también algún bloqueo mecánico de las grietas si hay material muy fino suspendido en el agua.

Se estima que la amplitud máxima de grietas que pueden experimentar curado autógeno, está entre 0.1 y 0.2 mm, y las condiciones necesarias de humedad influyen el humedecimiento periódico frecuente, así como la inmersión^{7.28}, pero no agua de flujo rápido o alta presión del agua, la cuál no conduce a reducir el movimiento del agua a través de la grieta. La aplicación de presión a través de la grieta ayuda en el curado.

En concreto joven, las grietas de 0.1 mm de ancho se pueden cerrar después de varios días, pero las grietas de 0.2 mm de ancho requieren varias semanas.^{7.28} Por lo general, cuanto más reciente es el concreto, o sea cuanto más cemento sin hidratar contiene, mayor es la ganancia, de resistencia, pero se ha observado reparación sin pérdida de resistencia a edades hasta de 3 años. Se ha informado^{7.31} que, incluso cuando se han cerrado, las grietas represen-

tan una zona de debilidad dentro de la cual pueden ocurrir grietas en condiciones adversas futuras.

Variabilidad de la resistencia del cemento

Hasta ahora no hemos considerado la resistencia del cemento como una variable en la resistencia del concreto. Con esto nos referimos no a las diferencias en las propiedades productoras de resistencia de los cementos de distintos tipos, sino a la variación entre cementos del mismo tipo nominal: ellos varían ampliamente, y esta es la variación que se considera en esta sección.

Los requisitos de resistencia para el cemento se analizaron en el capítulo 2. Tradicionalmente, sólo se ha prescrito una resistencia mínima a ciertas edades, así que no debería existir ninguna objeción para un cemento con una resistencia mucho mayor. Los fabricantes de cemento sostienen este argumento enérgicamente y no simpatizan con los usuarios que quieren aprovechar la ventaja económica de la mayor resistencia *real* del cemento y quiénes se quejan cuando, en algún momento, el margen de resistencia arriba del mínimo especificado se reduce considerablemente.

Una consecuencia de la falta de un límite superior de la resistencia es que hay un traslape en las resistencias de los cementos del tipo I y del tipo III: se ha hallado que ocasionalmente los cementos del tipo I, tienen resistencias tan altas como el doble del mínimo especificado.^{7.41}

La ausencia de una resistencia máxima especificada persiste en la mayoría de las especificaciones. Sin embargo, la norma europea ENV 197-1:1992; BS 12:1991 y las normas alemanas (que iniciaron esta solución) prescriben una resistencia máxima para casi todas las clases de cemento a un valor de 20 MPa mayor que el mínimo. Esta serie de resistencias para una clase dada de cemento es alta, aunque probablemente justificada económicamente para un producto masivo con una amplia variedad de usos.

La variación en la resistencia del cemento se debe mayormente a la escasez de uniformidad en las materias primas utilizadas en su manufactura, no sólo entre diferentes fuentes de suministro, sino también dentro de una mina o cantera. Además, las diferencias en detalles del proceso de manufactura y, sobre todo, la variación en el contenido de ceniza del carbón utilizado para quemar en el horno, contribuyen a la variación en las propiedades de los cementos comerciales. Esto no es negar que la manufactura moderna del cemento es un proceso altamente perfeccionado.

El trabajo precursor en la variación de la resistencia del cemento realizado por Walker y Bloem^{7.42} ha contribuido al

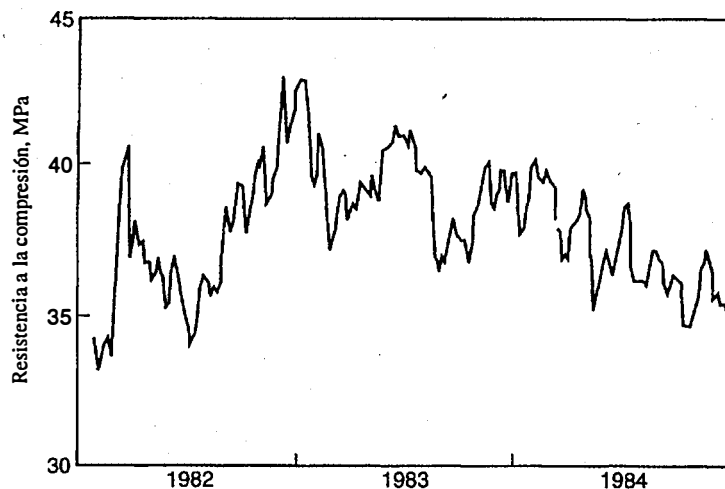


Figura 7.9. Gráfica de promedios móviles de resistencia de cinco pruebas en cubos de mortero de 28 días (hecha con la norma ASTM C 109) utilizando cemento proveniente de una sola fábrica en los años que van de 1982 a 1984 (basada en la ref. 7.13)

desarrollo de un método de prueba para la evaluación de la uniformidad de resistencia del cemento proveniente de una sola fuente, la norma ASTM C 917-91a. Este método utiliza la prueba de resistencia de cubos de mortero de la norma ASTM C 109-93 y cuenta con un promedio móvil de cinco muestras no aleatorias (del lugar). Un ejemplo de la variabilidad en una sola fábrica durante un período de tres años se da en la figura 7.9. Puede observarse que hubo una reducción en la variabilidad entre 1982 y 1984; la desviación estándar * de la resistencia a siete días al final del periodo fue de 1.4 MPa. Pruebas^{7.14} en 87 fábricas de cemento de Estados Unidos, realizadas en 1991, mostraron que 81 por ciento de ellas tuvieron una desviación estándar de la resistencia a siete días menor de 2.10 MPa; a 28 días, sólo 43 por ciento de las fábricas tenían una desviación estándar menor de 2.10 MPa. El aumento en la desviación estándar con la edad es típica de los cementos estadounidenses,^{7.12} pero no necesariamente de los cementos hechos en otra parte.

Debe observarse la amplia gama de resistencias del cemento proveniente de una sola fábrica en la figura 7.9: una variación en resistencia de 28 días de 7 MPa en un período de pocos meses, no está fuera de lo común. Evidentemente, utilizar cemento con una variabilidad menor y conocida daría por resultado una ventaja económica sobre la seguridad en la resistencia mínima. Sin embargo, persiste el problema de la precisión relativamente pobre de la prueba de mortero de la norma ASTM C 109-93 utilizada para medir la resistencia del cemento. No obstante, los grandes consumidores de cemento pueden influir en su variabilidad si requieren pruebas según la norma ASTM C 917-91a y convienen en límites apropiados.

Es importante tener claridad sobre el empleo de muestras tomadas al azar y de un promedio móvil. Los valores de mues-

tras individuales tomadas al azar pueden no ser valores representativos y estarían afectados indebidamente por los errores de prueba. Por otro lado, las muestras compuestas, que se obtienen al colocar juntas submuestras de la producción durante 24 horas, proporcionan un resultado indebidamente suavizado.

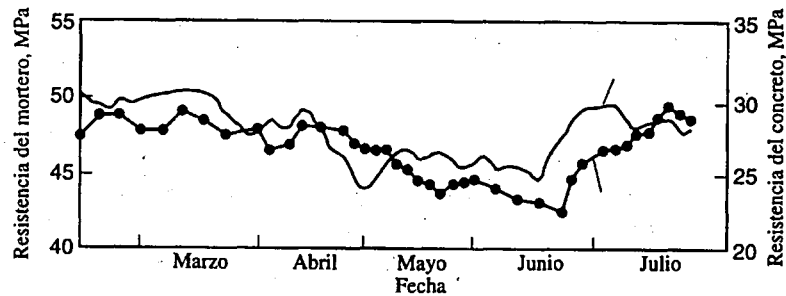
¿Cuál es la importancia de la resistencia del cemento con respecto a la resistencia del concreto hecho con ese cemento? Es racional esperar una influencia directa^{7.78} (véase la Figura 7.10), aun cuando muchos otros factores también afectan la resistencia del concreto. Esta relación entre resistencia del cemento y la del concreto puede parecer evidente pero en el pasado se afirmaba^{7.32} que no existía correlación entre ambas, como lo establecían las pruebas de los fabricantes del cemento utilizado.

Esta clase de argumento omite el punto crucial de que una muestra compuesta de cemento, obtenida durante un período de 24 horas, representa las propiedades promedio de los miles de toneladas métricas de cemento producido durante ese período. Inevitablemente, existen variaciones dentro de ese volumen de cemento, del que solamente una pequeña parte es utilizada en hacer una mezcla dada de concreto. Al mismo tiempo, la fabricación de concreto también introduce variabilidad.

A manera de disgresión, puede ser útil hacer un comentario acerca del uso de los certificados de prueba de los fabricantes de cemento en la investigación. Con frecuencia, las propiedades del cemento, tales como la composición química que aparecen en el certificado de prueba son utilizadas por el investigador como un parámetro de prueba. Si el certificado de prueba se refiere al promedio de una producción en 24 horas, no puede considerarse que las propiedades que se mencionan se aplican necesariamente al cemento real utilizado por el investigador. De hacerlo así, pueden hallarse correlaciones falsas con la propiedad investigada; alternati-

* Los términos estadísticos se definen en la página 448.

Figura 7.10. Resistencia promedio móvil de cubos de mortero (hecha con la norma ASTM C 109) y resistencia promedio de los cilindros de concreto a la edad de 28 días en el período de marzo a julio de 1980 (basada en la ref. 7.78). Nota: Las ordenadas del mortero y del concreto no son las mismas; las dos gráficas se han desplazado cerca una a la otra.



10

vamente, el trabajo experimental puede no lograr mostrar una correlación real, sin culpa del investigador.^{7.33}

Debe comprenderse que el uso de aditivos trastorna sin duda la relación entre la resistencia del cemento y la del concreto, ya que la influencia precisa de los aditivos depende de las propiedades del cemento utilizado, mientras que la prueba de resistencia del cemento utiliza un mortero sin ningún aditivo.

Con la introducción de especificaciones para el cemento basadas en el comportamiento, es importante conocer más acerca de sus verdaderas características de resistencia, las cuales deben afectar la resistencia del concreto hecho con un cemento determinado. La situación se vuelve más complicada cuando el cemento proviene de diferentes fuentes.

La variación en la resistencia del cemento proveniente de diferentes fábricas es evidentemente mucho mayor que cuando una sola fábrica es el proveedor. La tabla 7.2 proporciona los datos de pruebas realizadas en 1991 en 87 fá-

bricas de Estados Unidos,^{7.14} las resistencias corresponden a cubos de mortero que concuerdan con la norma ASTM C 109-93. Sin embargo, no debe olvidarse que la variación del cemento toma en cuenta, como máximo, la mitad de la variación de resistencia de los especímenes de prueba en la obra; los datos del U.S. Bureau of Reclamation^{7.57} sugieren un valor típico de un tercio. En la página 445 se analiza la variación en la resistencia de los cubos en obra.

Finalmente, se deberá recalcar que la variación en el cemento afecta mas allá de la resistencia temprana del concreto, es decir, la resistencia determinada más a menudo por prueba pero no necesariamente la resistencia de mayor importancia práctica. Más aún, la resistencia no es la única característica importante del cemento: a partir de consideraciones de durabilidad y permeabilidad, se puede requerir un contenido de cemento mayor que el necesario para la resistencia, en cuyo caso la variabilidad del cemento llega a ser de poca importancia.

Tabla 7.2 Resistencia del Cemento Producido en 87 fábricas Americanas en 1991 (mostrado como un porcentaje de fábricas con resistencia promedio menor que la indicada) (Derechos reservados de ASTM reproducidos con permiso)

Resistencia a 7 días psi	Porcentaje	Resistencia a 28 días en psi	Porcentaje
5800	100	7500	100
5600	99	7250	99
5400	98	7000	98
5200	97	6750	93
5000	93	6500	89
4800	78	6250	69
4600	53	6000	48
4400	23	5750	24
4200	7	5500	7
4000	0	5250	1
		5000	1
		4750	0

Cambios en las propiedades del cemento

En la sección precedente, se consideró la variación en la resistencia del cemento producido en una sola fábrica durante un período de varios meses o un año. También se hizo alguna referencia respecto a las diferencias en la resistencia de cementos hechos en fábricas diferentes durante un sólo año. Adicionalmente, hay un cambio sistemático en la resistencia del cemento con el tiempo. En realidad, ha habido tal cambio continuo durante muchos años como consecuencia del mejoramiento en la fabricación del cemento^{7.10, 7.39} (véase la figura 7.11).

Antes que nada, podemos dar un ejemplo^{7.1} de la diferencia en las propiedades promedio de los cementos producidos en 1923 y en 1937. Dos series de pruebas, que abarcan un período de 50 años, del concreto almacenado en exteriores en Wisconsin, E.U.A., dieron datos sobre el desarrollo de resistencia. Los concretos de 1923 fueron hechos con cementos con un alto contenido de C_2S y una finura baja; su resistencia a la compresión aumentó en proporción con el logaritmo de la edad hasta 25 o 50 años. Los concretos hechos en 1937 empleaban cementos con un contenido más bajo de C_2S y una finura alta; su resistencia a la compresión aumentó en proporción con el logaritmo de la edad durante aproximadamente 10 años, pero, de allí en adelante, disminuyó o permaneció constante.^{7.1} Este cambio de comportamiento es principalmente de interés histórico, pero ayuda a entender las diferencias en el comportamiento de los concretos de varias edades.

Un cambio más reciente, a saber, alrededor de la década de los sesenta, merece particular atención ya que ha tenido consecuencias de largo alcance para la práctica de la producción de concreto.

Los cambios en los cementos británicos están bien documentados^{7.16, 7.21} pero ocurrieron igualmente en otros países. El cambio de mayor interés práctico fue el aumento en la resistencia a 28 días, y también en la resistencia a siete días, de mortero hecho con una relación agua/cemento fija. La principal razón de esto fue un gran incremento en el contenido promedio de C_3S : desde aproximadamente 47 por ciento en 1960 hasta aproximadamente 54 por ciento en la década de los setenta.^{7.16} Hubo un decremento correspondiente en el contenido de C_2S , de tal manera que el contenido total de silicatos de calcio permaneció constante en 70 a 71 por ciento. Este cambio se hizo posible por mejoras en los métodos de fabricación del cemento, pero también fue impulsado por los beneficios de utilizar un cemento "más resistente", según lo percibieron los usuarios, a saber: reducción en el contenido de cemento para una determinada resistencia especificada, remoción más temprana de la cimbra y construcción más rápida. Desafortunadamente, tales beneficios fueron asociados con desventajas.

No hubo cambio importante en la finura del cemento, lo cual no es sorprendente, debido al alto costo de la molienda de clinker.^{7.16, 7.20}

La alta rapidez de aumento en la resistencia hasta siete días y la rapidez de aumento entre siete y 28 días ha cambiado como consecuencia del mayor contenido de álcali en los cementos modernos, así como a causa del cambio en la re-

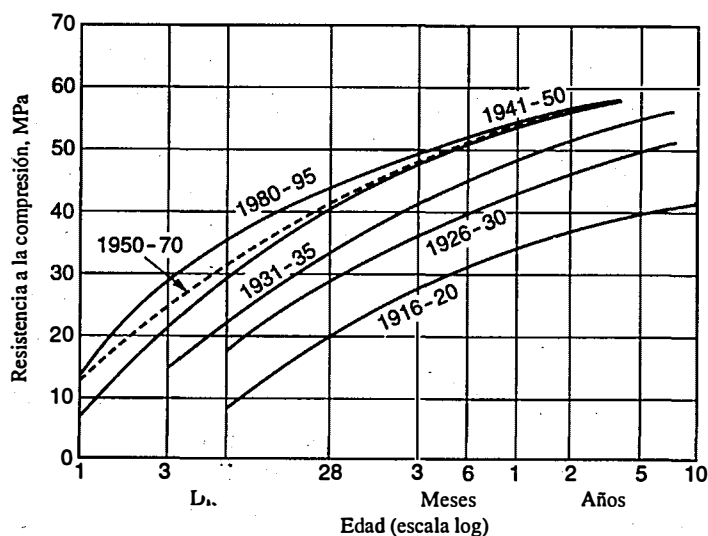


Figura 7.11. Cambios en la ganancia de resistencia de los cementos con edad entre 1916 y la década de los noventa, medida en cilindros normales de concreto con una proporción agua/cemento de 0.53 (basado en las refs. 7.10 y 7.39 y en datos privados).

lación de C_3S respecto de C_2S . La relación entre la resistencia a 28 días y la resistencia a siete días ha disminuido considerablemente. Se informó,^{7,20} para concreto con una relación agua/cemento de 0.6, de una disminución en la relación de resistencia de 28 días respecto de la de siete días desde casi 1.6 antes de 1950 hasta casi 1.3 en la década de los ochenta; estas cifras sólo son ejemplos del comportamiento de algunos cementos británicos y no son necesariamente válidas en forma general. A relaciones agua/cemento menores, la relación de la resistencia de 28 días respecto de la resistencia de siete días es menor. Igualmente, el incremento en la resistencia más allá de la edad de 28 días se reduce mucho cuando se utilizan cementos modernos, de modo que ya no se deberá confiar en el diseño de estructuras que vayan a estar sometidas a carga total únicamente a edad avanzada.

En la figura 7.12,^{7,21} se muestra un ejemplo del cambio en la resistencia del concreto de 28 días entre 1970 y 1984. Puede observarse que el concreto con una resistencia característica de cubos (véase la página 512) de 3.25 MPa, que requería, en 1970, una relación agua/cemento de 0.50, podía lograrse en 1984 utilizando una relación agua/cemento de 0.57. Suponiendo que, para mantener constante la trabajabilidad, se mantuvo el mismo contenido de agua de, digamos, 175 kg por metro cúbico de concreto, fue posible reducir el contenido de cemento desde 350 hasta 307 kg/m³.

En forma más general, durante el período más largo entre los años cincuenta y los ochenta, para el concreto de una resistencia y trabajabilidad dadas, fue posible reducir el contenido de cemento en 60 a 100 kg por metro cúbico de concreto y, concomitantemente, aumentar la relación agua/cemento entre 0.09 y 0.13.^{7,20}

Aunque una mayor resistencia de concreto de 28 días a una relación agua/cemento dada podía ser explotada económicamente, existen desventajas consecuentes. Puede hacerse concreto que tiene la misma resistencia de 28 días como antes (cuando se empleaban los cementos "antiguos"), utilizando una relación agua/cemento más alta y un menor contenido de cemento, tal como se mostró en el párrafo anterior. Ambos cambios concomitantes dan por resultado concreto con una permeabilidad más alta y por tanto más expuesto a carbonatación y penetración de agentes agresivos, y por lo regular con una menor durabilidad.

Más aún, la ausencia de un incremento significativo de resistencia más allá de la edad de 28 días^{7,20,7,21} eliminó una mejora a largo plazo del concreto, que contaba con usuarios muy confiados en el pasado (incluso si dicha mejora no fue tomada en cuenta en el diseño).

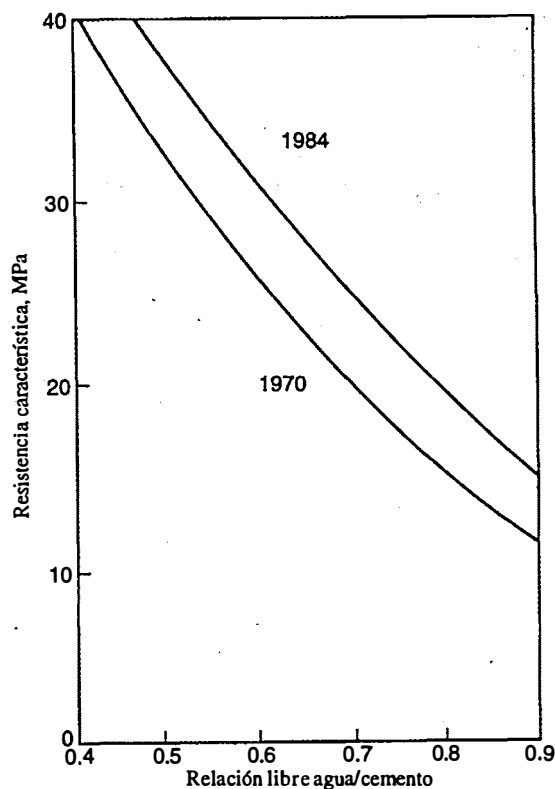


Figura 7.12. Relación entre la resistencia característica del concreto y la relación agua/cemento para concreto hecho en 1970 y en 1984; tamaño máximo del agregado 20 mm (3/4 pulg), revenimiento de 5 cm (basado en la ref. 7.21)

La rápida ganancia temprana de resistencia también significa que las resistencias adecuadas para descimbrado se logran más temprano que en el caso de los "antiguos" cementos, de tal manera que el curado efectivo termina a una edad temprana.^{7,17} Las consecuencias adversas de ello fueron analizadas anteriormente en este capítulo.

Estas consecuencias no fueron previstas, en parte porque muchos usuarios del concreto estaban preocupados por la explotación de las propiedades de alta resistencia temprana del cemento, y en parte porque las especificaciones del concreto fueron expresadas predominantemente en función de una resistencia de 28 días, la cual se mantuvo igual que cuando se utilizaban los cementos "antiguos".

Aunque los datos anteriores se refieren a cementos británicos, los cambios han ocurrido en todo el mundo, aunque no al mismo tiempo, impulsados por la modernización de las fábricas de cemento. Las cifras francesas pueden ser de interés: entre mediados de los sesenta y 1989, el contenido promedio de C_3S de cemento portland aumentó desde 42 hasta 58.4 por ciento, con una disminución simultánea de C_2S desde 28 hasta 13 por ciento.^{7,15}

El aumento en la resistencia promedio de 28 días parece continuar. En Estados Unidos, entre 1977 y 1991, la resistencia al mortero hecho de acuerdo con la norma ASTM C-109-93 y se incrementó de 37.8 a 41.5 MPa^{7.14}

Resistencia del concreto a la fatiga

En el capítulo 6, sólo se consideró la resistencia del concreto sometido a cargas estáticas. Sin embargo, en muchas estructuras se aplica carga repetida. Ejemplos típicos son las estructuras costeras sometidas a cargas de olas y de vientos, los puentes, los pavimentos de caminos y campos de aviación, y los durmientes de vías férreas; el número de ciclos de cargas aplicados durante la vida de la estructura puede ser tan alto como 10 millones, y ocasionalmente hasta 50 millones.

Cuando un material falla al someterse a muchas cargas repetidas, cada una menor que la resistencia estática a compresión, se dice que ocurre falla por fatiga. Tanto el concreto como el acero poseen las características de falla por fatiga, pero, en este libro, se trata del comportamiento del concreto solo.

Consideremos un espécimen de concreto sometido a esfuerzos alternados de compresión con valores entre $\sigma_1 (\geq 0)$ y $\sigma_h (> \sigma_1)$. La curva de esfuerzo-deformación varía con el número de repeticiones de la carga, cambiando desde cóncava hacia el eje de deformaciones (con un ciclo histerético en la descarga) hasta una línea recta, la cual cambia a una rapidez decreciente (es decir, hay cierta deformación irre recuperable) y finalmente se vuelve cóncava hacia el eje de esfuerzos. El grado de ésta última concavidad es una indicación de lo cerca de fallar que esté el concreto. Sin embargo, la falla sólo ocurrirá arriba de cierto valor límite de σ_h conocido como *límite de fatiga* o *límite de resistencia a la fatiga*

Si σ_h está abajo del límite de fatiga, la curva de esfuerzo-deformación se mantendrá recta indefinidamente, y no ocurrirá la falla por fatiga. Los cambios en la curva de esfuerzo-deformación con el número de ciclos aplicados se ejemplifican en la figura 7.13 para cargas de compresión, y en la figura 7.14 para tensión directa.^{7.94}

El cambio en la deformación con el número de ciclos de carga puede describirse como compuesto por tres fases.^{7.83} En la fase 1, es decir, la fase de iniciación, la deformación aumenta rápidamente, pero a una tasa progresivamente decreciente, con el número de ciclos de carga. En la fase 2, que representa el estado estable, la deformación aumenta aproximadamente de forma lineal con el número de ciclos. En la fase 3, que representa inestabilidad, la deformación aumenta a una tasa progresivamente creciente hasta que ocurre la falla por fatiga. En la figura 7.15 se muestra un ejemplo de este comportamiento.

En la curva de esfuerzo-deformación para descarga también trazada en la figura 7.13 podría verse una rama de histéresis en cada ciclo. El área de esta curva disminuye con cada ciclo sucesivo y finalmente aumenta antes de la falla por fatiga.^{7.43} No parece haber tal aumento en especímenes que no fallan en fatiga. Si graficamos el área de cada ciclo histerético sucesivo o un porcentaje del área del primer ciclo, la variación con el número de ciclos es como se muestra en la figura 7.16.

El interés en el ciclo histerético surge del hecho de que su área representa la energía irreversible de deformación, y se manifiesta por una elevación en la temperatura del espécimen. La deformación irreversible implicada está probablemente en la forma de microagrietamiento. Mediciones de la velocidad de pulso han mostrado^{7.43} que el desarrollo de grietas es el causante del cambio de comportamiento cercano a la falla.

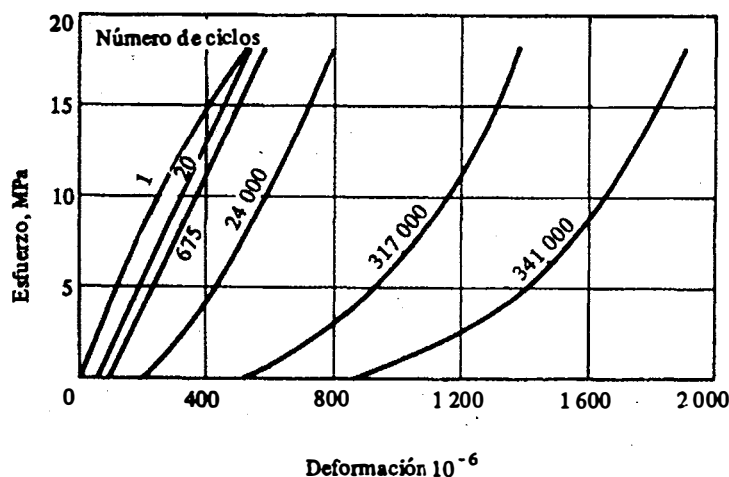
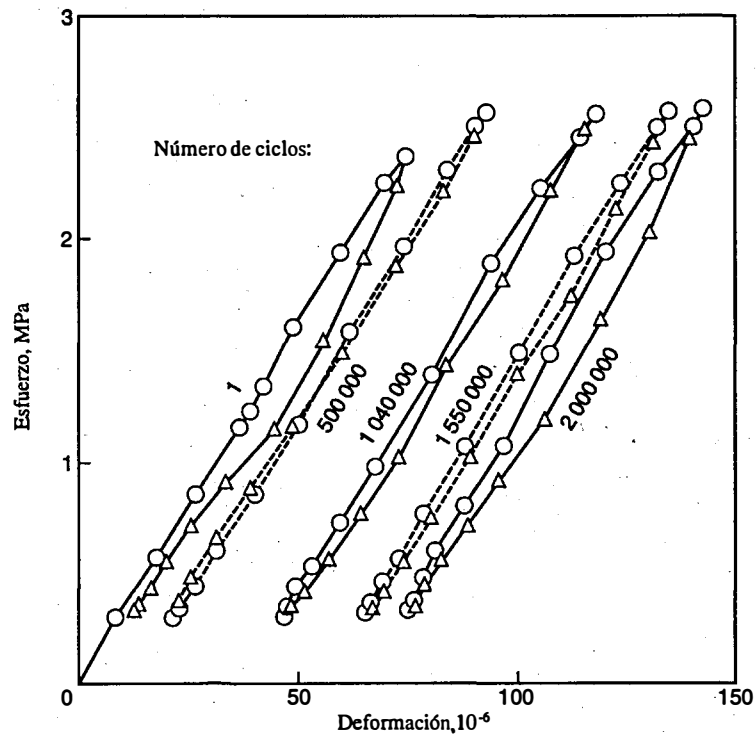


Figura 7.13. Relación de esfuerzo-deformación del concreto sujeto a carga cíclica a compresión.

Figura 7.14. Relación de esfuerzo-deformación del concreto sujeto a carga cíclica en tensión directa (basada en ref. 7.94)



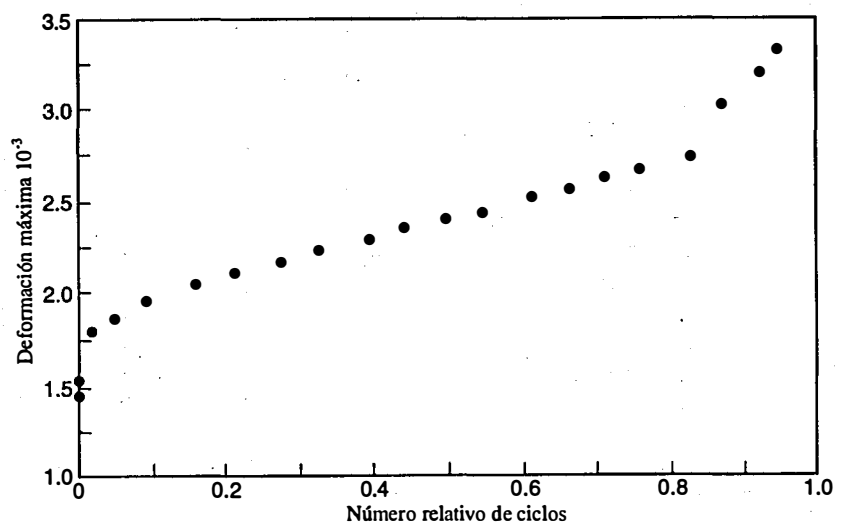
La deformación en falla por fatiga es mucho mayor que en falla estática y puede ser tan alta como 4×10^{-3} después de 13 millones de ciclos a 3 Hz. Por lo general, el espécimen con una vida más larga a la fatiga tiene una mayor deformación no elástica en la falla (figura 7.17).

La deformación elástica también aumenta progresivamente con la aplicación de ciclos. Esto se muestra en la figura 7.18 por la reducción en el módulo secante de elasticidad (véase

la página 287) con un aumento en el porcentaje de la "vida de fatiga" utilizado. Esta relación es independiente del nivel de esfuerzo en la prueba de fatiga y es, por lo tanto, de interés al evaluar la vida remanente en fatiga de un concreto dado.

La deformación lateral también es afectada por el progreso de las cargas cíclicas, disminuyendo progresivamente la relación de Poisson.

Figura 7.15. Relación entre la deformación y el número relativo de ciclos de carga en compresión, expresada como proporción del número de ciclos respecto a la falla (esfuerzo máximo igual a 0.75 de la resistencia estática; esfuerzo mínimo igual a 0.05 de la resistencia estática) (basada en la ref. 7.83)



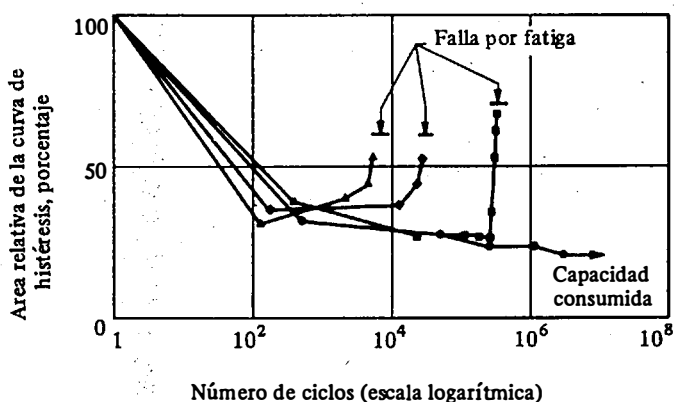


Figura 7.16. Variación en el área de la curva de histéresis como un porcentaje de la primera curva de histéresis con el número de ciclos ^{7.43}

Las cargas cíclicas abajo del límite de fatiga mejoran la resistencia del concreto a la fatiga, es decir, un concreto cargado varias veces abajo de su límite de fatiga exhibirá, cuando

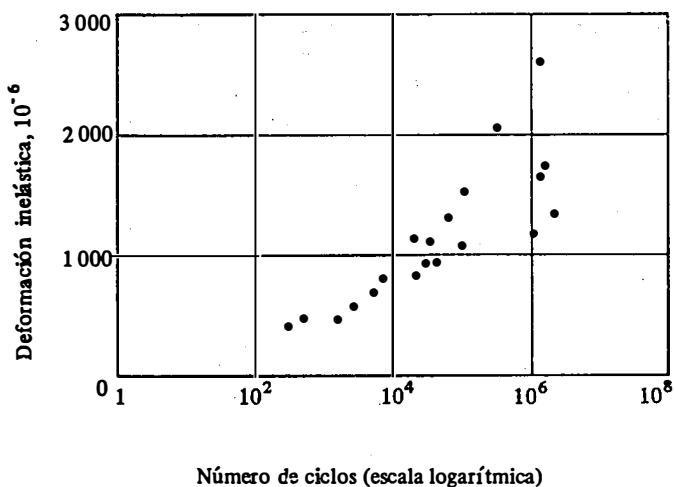


Figura 7.17 Relación entre la deformación no elástica cercana a la falla y el número de ciclos en la falla. ^{7.43}

sea subsecuentemente cargado arriba del límite, una mayor resistencia a la fatiga que el concreto que nunca ha estado sujeto a los ciclos iniciales. El primer concreto también exhibe una mayor resistencia estática de 5 a 15 por ciento, pero se ha informado ^{7.85} de un valor tan alto como 39 por ciento. Es probable que este incremento de resistencia sea causado por una densificación del concreto producida por el nivel bajo de esfuerzo inicial de ciclado, de una manera similar a la mejora en resistencia por carga moderada sostenida.

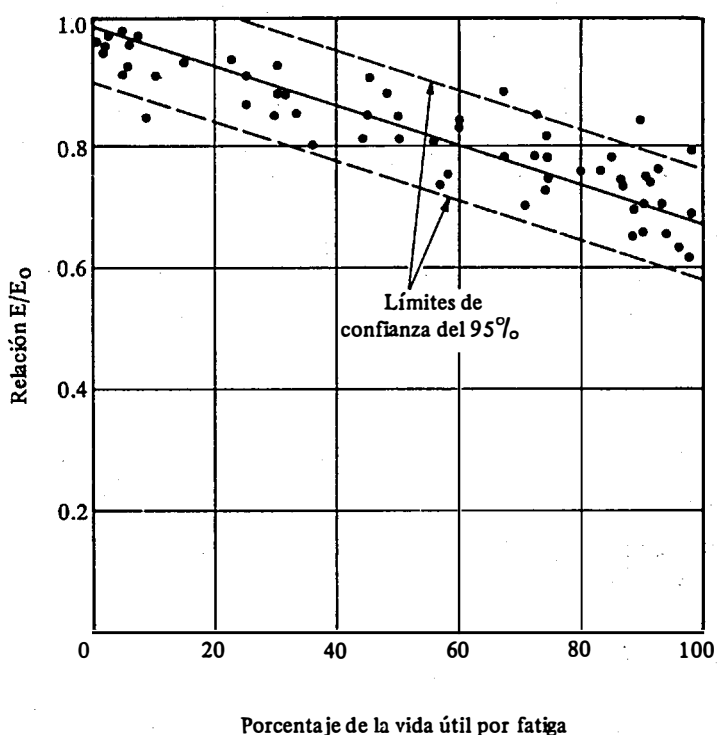


Figura 7.18 Relación entre la proporción del módulo secante de elasticidad a un instante dado (E) con el módulo del comienzo del ciclaje (E_0) y el porcentaje de la vida de fatiga utilizada ^{7.43}

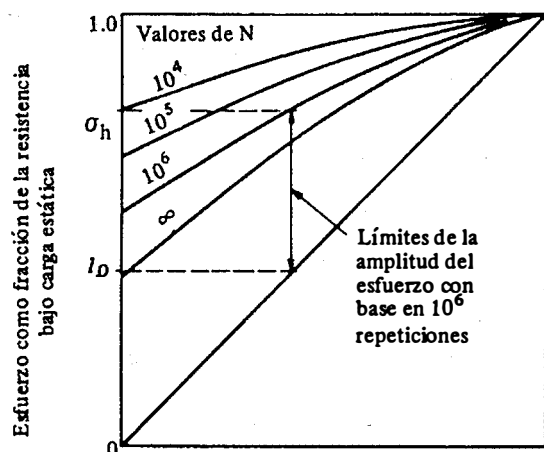


Figura 7.19 Diagrama modificado de Goodman para concreto en fatiga por compresión (N es número de ciclos)

nida.^{7.45} Esta propiedad es semejante al endurecimiento por deformación en metales, y es de particular interés porque el concreto sometido a carga estática es un material con ablandamiento por deformación más bien que por endurecimiento por deformación.

En términos estrictos, el concreto no parece tener límite de fatiga, es decir, una resistencia a la fatiga a un número infinito de ciclos (excepto cuando ocurre inversión de esfuerzo). Por lo tanto, es común referirse a la resistencia a la fatiga a un número muy grande de ciclos, tal como 10 millones, pero para algunas estructuras marinas puede ser apropiado un número todavía mayor.

La resistencia a la fatiga se puede representar por medio de un diagrama modificado de Goodman (véase la figura 7.19). La ordenada a partir de una línea a 45° que pasa por el origen muestra el rango de esfuerzo ($\sigma_h - \sigma_l$) para un número dado de ciclos; σ_l generalmente es mayor que cero (que surge de la carga muerta) mientras que σ_h se debe a la carga muerta más la carga viva (transitoria). Por lo tanto, el rango de esfuerzo que un concreto puede resistir a un número especificado de ciclos se puede leer en el diagrama. Para un σ_l dado, el número de ciclos es muy sensible al rango de esfuerzo. Por ejemplo, se ha hallado que un aumento en el rango de 57.5 a 65 por ciento de la resistencia estática última disminuye el número de ciclos en un factor de 40.^{7.46}

El diagrama modificado de Goodman (véase la figura 7.19) muestra que, para un rango constante de esfuerzo, cuanto mayor es el valor del esfuerzo mínimo, tanto menor es el número de ciclos que un concreto dado puede soportar. Esto es significativo en relación con la carga muerta de un miem-

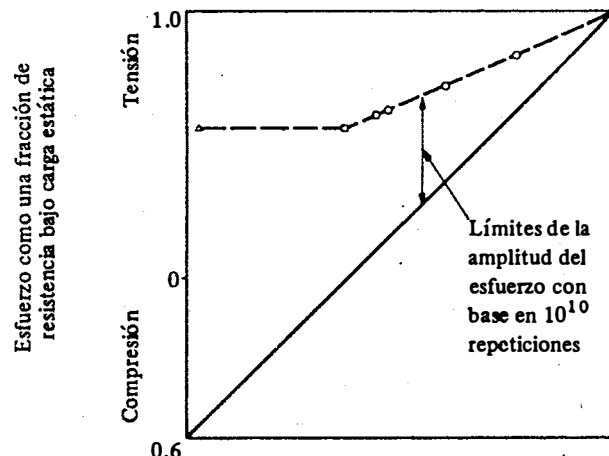


Figura 7.20. Diagrama modificado de Goodman para concreto en fatiga por flexión.^{7.44}

bro de concreto que va a soportar una carga transitoria de cierta magnitud.

A partir del hecho de que las líneas de la figura 7.19 se dirigen hacia la derecha, puede también observarse que la resistencia del concreto a la fatiga es tanto más baja cuanto más alta es la relación σ_h/σ_l .

La frecuencia de la carga alternada, al menos dentro de los límites de 1.2 a 33 Hz, no afecta la resistencia a la fatiga resultante;^{7.47} una frecuencia mayor tiene poca importancia práctica. Esto se aplica tanto en compresión como en flexión, la similitud entre el comportamiento de fatiga en los dos tipos de carga, así como en tensión indirecta,^{7.63} sugiere que el mecanismo de falla es el mismo.^{7.48} En realidad, el comportamiento de fatiga a flexión se compara paralelamente con el comportamiento de fatiga en compresión (figura 7.20). Se halló que la resistencia a la fatiga en flexión (para 10 millones de ciclos) es de 55 por ciento de la resistencia estática;^{7.84} se ha informado también de valores de 64 a 72 por ciento.^{7.99} Por comparación, se informó que la resistencia a la fatiga en compresión está entre 60 y 64 por ciento después del mismo número de ciclos, pero también se ha citado un valor de 55 por ciento.^{7.85} Debido a una alta dispersión en los resultados de la prueba de fatiga, se tiene que utilizar en el diseño el concepto de probabilidad de sobrevivencia en fatiga.^{7.95}

Algunas pruebas han mostrado que la presión lateral incrementa la vida en fatiga del concreto, pero no a esfuerzos muy altos.^{7.58} Generalmente, el patrón del comportamiento de fatiga de los especímenes de forma de placa en compresión biaxial, es marcadamente similar al de aquellos que están bajo compresión uniaxial; se halló que el esfuerzo lateral de compresión de 0.2 y 0.5 del esfuerzo axial aumenta

la vida en fatiga hasta en 50 por ciento en comparación con aquél de compresión uniaxial.^{7.87} Se informó también de un aumento de la vida en fatiga de cubos sometidos a compresión biaxial.^{7.96} Probablemente, la razón de esto es el hecho de que el esfuerzo lateral de compresión restringe el desarrollo de microagrietamiento, que es el causante de la falla por fatiga. Esta observación es de interés ya que en muchas situaciones estructurales está presente la compresión lateral.

Algunas pruebas han mostrado que la condición de humedad del concreto antes de la carga afecta su resistencia a la fatiga en flexión: los especímenes secados en horno muestran la resistencia más alta y los que se han secado parcialmente, la más baja; los especímenes húmedos se ubican entre las dos (figura 7.21). La explicación de este comportamiento se halla en las deformaciones diferenciales inducidas por el gradiente de humedad.^{7.59} Por lo tanto, el efecto evidente está relacionado con la prueba. La inmersión en agua no afecta la vida en fatiga.^{7.86}

En términos generales, la relación de la resistencia a la fatiga respecto de la resistencia estática es independiente de la relación agua/cemento, del contenido de cemento, del tipo de agregado, y de la edad de la carga, ya que estos factores afectan de igual manera tanto a la resistencia estática como a la de fatiga.

A medida que la resistencia aumenta con la edad, aumenta también la resistencia a la fatiga tanto a la compresión como a la flexión.^{7.63} Lo importante es que, a un número dado de ciclos, la falla por fatiga ocurre a la misma fracción de resistencia última y es así independiente de la magnitud de esta

resistencia (tanto en compresión como en tensión indirecta)^{7.64} y de la edad del concreto,^{7.47} aunque algunas pruebas sugieren un aumento de la vida de fatiga con la edad.^{7.59} Así, se puede ver que sólo un parámetro es crítico en la falla por fatiga. Murdock^{7.47} expresó la opinión de que el deterioro de adherencia entre la pasta de cemento hidratado y el agregado es la causa de esta falla. Las pruebas han demostrado que los especímenes de fatiga tenían menos partículas de agregado rotas que los especímenes que fallaban en una prueba estática.^{7.49} Por lo tanto, la falla en la superficie de unión del agregado y la pasta es probablemente dominante en fatiga; en el mortero, se cree que la falla por fatiga ocurre en la zona de unión de las partículas de agregado fino.^{7.43} Es probable que un menor tamaño máximo del agregado conduzca a una mayor resistencia a la fatiga,^{7.60} probablemente por causa de la mayor homogeneidad del concreto.

El concreto con aire incluido y el concreto con agregado de peso ligero tienen el mismo comportamiento en fatiga que el concreto hecho con agregado ordinario,^{7.50, 7.61, 7.86} aunque la inclusión de aire puede reducir la vida en fatiga en flexión.^{7.98} La fatiga en cilindros de concreto ocurre de la misma manera que en especímenes grandes sujetos a cargas de baja frecuencia.^{7.62}

El concreto de alta resistencia también exhibe comportamiento similar al concreto ordinario, pero muestra una menor deformación (probablemente a un mayor módulo de elasticidad) y una mayor vida de fatiga sujeto a valores altos de esfuerzo máximo.^{7.83} El comportamiento del concreto de alta resistencia a la fatiga puede así ser considerado bueno, pero la falla es más bien repentina.^{7.83}

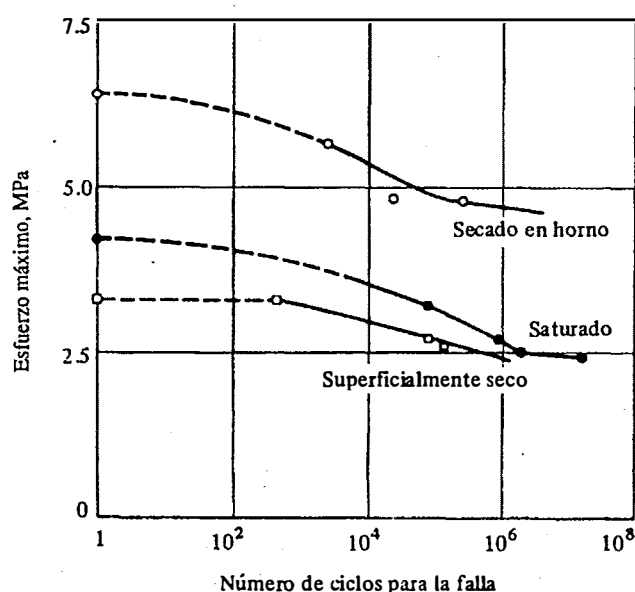


Figura 7.21. Efecto de las condiciones de humedad sobre el comportamiento en fatiga de especímenes de concreto.^{7.59} (Derechos reservados a la Corona Británica)

La resistencia del concreto a la fatiga aumenta por medio de períodos de reposo (esto no se aplica cuando hay inversiones de esfuerzos), siendo el aumento proporcional a su duración entre uno y cinco minutos; más allá del límite de cinco minutos, no hay incremento adicional de resistencia. Con los períodos de reposo en su duración máxima efectiva, su frecuencia determina el efecto benéfico.^{7.47} El aumento de resistencia causado por períodos de reposo se produce probablemente por la relajación del concreto (adherencias primarias que permanecieron intactas, devuelven a la estructura interna su configuración original), como lo prueba una disminución de la deformación total; esta disminución ocurre rápidamente después de cesar los ciclos de carga.

Murdock^{7.47} sugirió que la falla por fatiga ocurre a una deformación constante, independiente del nivel de esfuerzo aplicado o del número de ciclos necesario para producir la falla. Este comportamiento del concreto añadiría un apoyo adicional al concepto de deformación último como criterio de falla.

Casi todas las pruebas de fatiga se conducen sujetas a carga cíclica de forma constante. Sin embargo, estructuras tales como las sometidas a la acción de olas experimentan carga de amplitud variable. Las pruebas relacionadas con niveles de esfuerzo variable han mostrado que la serie de ciclos de bajo y alto esfuerzo afecta la vida de fatiga. En particular, si a los ciclos de alto esfuerzo siguen los ciclos de bajo esfuerzo, la resistencia a la fatiga se reduce. Se sigue que la hipótesis de Miner^{7.88} de la acumulación lineal de daño (válido para metales) no se aplica al concreto^{7.44, 7.65, 7.89} y puede errar sobre el lado inseguro. Oh^{7.100} desarrolló una modificación a la hipótesis de Miner en la que se toma en cuenta la serie de cargas de amplitud variable; su validez general aún está por establecerse.

También se debe notar que, para un esfuerzo máximo dado en el ciclo, a medida que disminuye la amplitud del esfuerzo, ya no se está tratando con la fatiga sino más bien con cargas sostenidas, lo cual conduce a falla de cedencia (véase la página 329). Por lo tanto, la duración del ciclado se vuelve importante. Las expresiones que tomaron esto en cuenta fueron desarrolladas por Hsu,^{7.90} quien considera que para cargas de bajo ciclo del tipo ocasionado por sismos, se necesitan ecuaciones separadas para vida de fatiga; la aplicación directa de los resultados de pruebas de laboratorio de alta frecuencia, puede ser insegura.^{7.97}

Aunque este libro no tiene que ver con el comportamiento en fatiga del concreto reforzado y presforzado, debemos notar que las grietas por fatiga en el concreto actúan como concentradoras de esfuerzo, ampliando así la vulnerabili-

dad del acero a la falla por fatiga^{7.51} (si el esfuerzo en el acero es mayor que su valor del esfuerzo de fatiga crítico).

Otra observación relacionada con el concreto reforzado es que la resistencia a la fatiga por adherencia del concreto con el acero de refuerzo sea el factor determinante en el concreto reforzado sometido a carga cíclica.^{7.86} Puesto que la adherencia se mejora por la incorporación de humo de sílice a la mezcla, esto explicaría por qué la presencia del humo de sílice en el agregado de concreto de peso ligero de alta resistencia incrementa la resistencia a la fatiga de los miembros de concreto reforzado, en comparación con miembros hechos con concreto de la misma resistencia pero sin humo de sílice.

Es posible que la fatiga de adherencia con el acero de refuerzo se exprese mejor en función de la deformación acumulada (deslizamiento) en una prueba de adherencia estática.^{7.82}

Resistencia al impacto

La resistencia al impacto es de importancia cuando el concreto se somete a la caída repetida de un objeto, como en acción de martinete de pilotes, o al impacto individual de una gran masa a una alta velocidad. Los criterios principales son la capacidad de un espécimen para soportar golpes repetidos y para absorber energía.

Green^{7.52} estudió el número de golpes de un péndulo balístico que pueden soportar cubos de concreto de 10 cm antes de alcanzar la condición de sin rebote, indicando esta etapa un estado definitivo de daño. Encontró que las pruebas de impacto sobre especímenes en compresión, cuando se realizaron con un pequeño martillo, con un diámetro de cara de 2.5 cm, llevaron a una mayor dispersión de resultados que las pruebas sobre resistencia a la compresión estática del concreto. Esto se debe a que, en la prueba de compresión normal, es posible algún alivio de una zona débil altamente esforzada a causa de fluencia, mientras que en la prueba de impacto no es posible ninguna redistribución de esfuerzos durante el período muy corto de deformación. De ahí que las debilidades locales tienen una mayor influencia sobre la resistencia registrada de un espécimen.

En general, la resistencia al impacto del concreto aumenta con el incremento de la resistencia a la compresión,^{7.92} pero cuanto mayor sea la resistencia a la compresión estática del concreto, tanto menor será la energía absorbida por golpe antes del agrietamiento.^{7.52}

La figura 7.22 proporciona algunos ejemplos de la relación entre la resistencia al impacto y la resistencia a la compresión.^{7.52} Puede observarse que la relación es diferente para

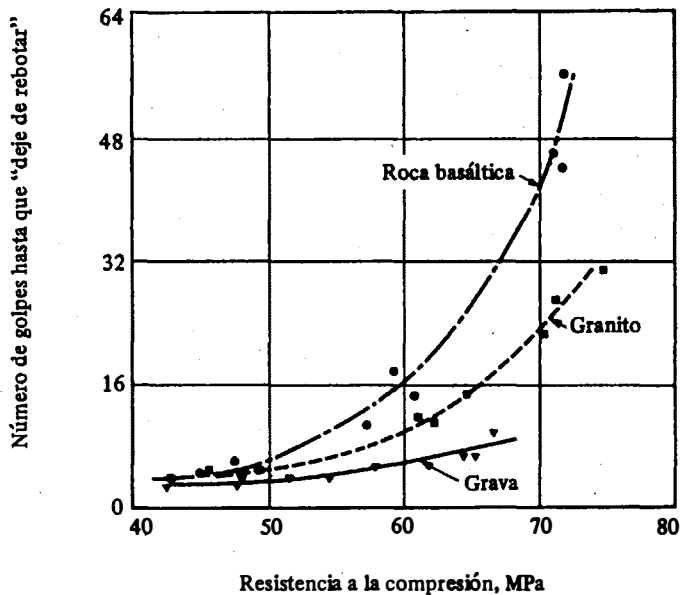


Figura 7.22. Relación entre la resistencia a la compresión y el número de golpes hasta "sin rebote" para concretos hechos con diferentes agregados y cemento tipo 1, almacenado en agua ^{7.52}

cada agregado grueso y para la condición de almacenamiento del concreto. Para la misma resistencia a la compresión, la resistencia al impacto es mayor para el agregado grueso de mayor angularidad y aspereza superficial. Esta observación fue confirmada por Dahms ^{7.66} y soporta la sugerencia ^{7.53} de que la resistencia al impacto más fuertemente relacionada con la resistencia a la tensión del concreto que con su resistencia a la compresión. Por lo tanto, el concreto hecho con agregado de grava gruesa tiene una baja resistencia al impacto; la falla ocurre por insuficiente adherencia entre mortero y agregado grueso. Por otro lado, cuando la superficie del agregado es áspera, el concreto es capaz de desarrollar toda la resistencia de gran parte del agregado en la región de falla.

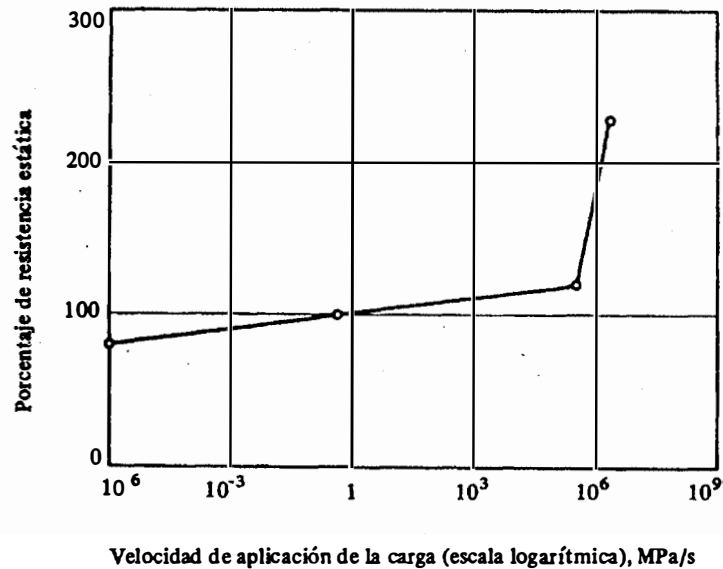
Un menor tamaño máximo del agregado mejora significativamente la resistencia al impacto tanto en compresión ^{7.66} como en tensión indirecta. ^{7.93} La resistencia al impacto en compresión se mejora por el empleo de agregado con un bajo módulo de elasticidad y una baja relación de Poisson. ^{7.66} Un contenido de cemento menor de 400 kg/m³ es ventajoso. ^{7.66} La influencia del agregado fino no está bien definida, pero la utilización de arena fina conduce normalmente a una resistencia al impacto ligeramente menor. Dahms ^{7.66} descubrió conveniente un alto contenido de arena. Se podría tratar de generalizar y decir que una mezcla de materiales que tienen una variación limitada de propiedades conduce a una buena resistencia al impacto. Hughes y Gregory ^{7.54} realizaron amplias pruebas sobre la resistencia al impacto de concretos con diferentes propiedades.

Las condiciones de almacenamiento influyen sobre la resistencia al impacto de manera diferente que la resistencia a la compresión. Específicamente, la resistencia al impacto de un concreto almacenado en agua es menor que cuando el concreto está seco, aunque el, primer concreto puede soportar más golpes antes de agrietarse. Por lo tanto, como ya se ha manifestado, la resistencia a la compresión sin referencia a las condiciones de almacenamiento, no proporciona una indicación satisfactoria de la resistencia al impacto. ^{7.52}

También se han utilizado pruebas de impacto repetido sobre losas, ^{7.92} siendo el punto final la perforación de la losa. Tales pruebas están normalmente dirigidas hacia la aplicación estructural directa y con frecuencia comprenden concreto reforzado con fibras. También pueden efectuarse pruebas de impacto en tensión indirecta.

Existe evidencia de que, con cargas de impacto aplicadas uniformemente (una condición difícil de lograr en la práctica), la resistencia al impacto del concreto es significativamente mayor que su resistencia a la compresión estática. Este aumento en la resistencia explicaría la mayor capacidad del concreto para absorber energía de deformación sometido a impacto uniforme. La figura 7.23 muestra que la resistencia aumenta en forma importante cuando la rapidez de aplicación de esfuerzo es mayor que 500 GPa/s, alcanzando, a 4.9 TPa/s, más del doble del valor a velocidades normales de carga (aproximadamente 0.5 MPa /s). ^{7.67} El impacto a una de rapidez de carga de seis órdenes de magnitud mayor que en una prueba estática, condujo a un incremento de 50 por ciento por encima de la resistencia a la compresión estática. ^{7.91} En tensión indirecta, se halló el

Figura 7.23. Relación entre la resistencia a la compresión y la rapidez de carga hasta el nivel de impacto ^{7.67}



mismo incremento en la rapidez de carga para dar por resultado un incremento de 80 por ciento por encima de la resistencia estática. ^{7.93}

En la figura 7.24 se muestra la influencia de la rapidez de aplicación de deformación sobre la resistencia a la compresión. Puede observarse que, a una rapidez muy alta de deformación, hay un gran aumento en la resistencia a la compresión, probablemente a causa de resistencia por iner-

cia del concreto al microagrietamiento; ^{7.80} a baja velocidades, el efecto de fluencia puede ser dominante. La influencia de la rapidez de deformación sobre la resistencia a la tensión del concreto es todavía más grande ^{7.81}, desempeñando un papel significativo el agua libre en la pasta de cemento endurecido. ^{7.79} El tema de la influencia de la rapidez de carga sobre la resistencia también se considera en el capítulo 12 en conexión con las pruebas.

Figura 7.24. Relación entre el incremento relativo de resistencia a la compresión (como una proporción de la resistencia estática) y la rapidez de deformación para concretos de diferentes resistencias (basada en la ref. 7.80)

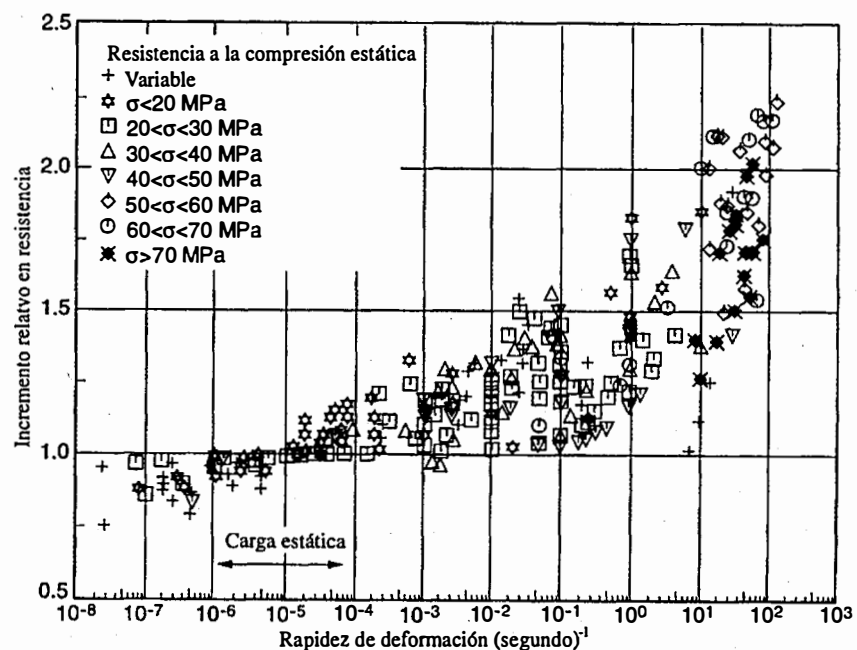


Tabla 7.3. Influencia de la relación agua/cemento y la duración del curado húmedo en la resistividad de la pasta de cemento ^{7.70}

Tipo de cemento	Contenido de Na ₂ O equivalente (%)	Relación agua/cemento	Resistividad (a 1000 Hz, 4V), ohm-m a la edad de:		
			7 días	28 días	90 días
Portland ordinario	0.19	0.4	10.3	11.7	15.7
		0.5	7.9	8.8	10.9
		0.6	5.3	7.0	7.6
Portland ordinario	1.01	0.4	12.3	13.6	16.6
		0.5	8.2	9.5	12.0
		0.6	5.7	7.3	7.9

Propiedades eléctricas del concreto

Las propiedades eléctricas interesan en algunas aplicaciones específicas tales como en durmientes de vías de ferrocarril (donde la resistividad inadecuada afecta algunos sistemas de señalización) o en estructuras en las cuales se utiliza concreto como protección contra corrientes desviadas. La resistencia eléctrica del concreto también influye en el progreso de la corrosión del acero ahogado. Las propiedades eléctricas también son de interés en los estudios de las propiedades del concreto, tanto fresco como endurecido.

En la proximidad de cables subterráneos, el concreto puede estar sujeto a actividad eléctrica de voltaje aplicado, pero, en condiciones normales de operación, el concreto ofrece una alta resistencia al paso de la corriente eléctrica hacia el acero o procedente del acero ahogado. Esto se debe en gran medida al efecto electroquímico que el concreto tiene sobre el acero con el que esta en contacto, surgido de la alcalinidad del electrolito dentro del concreto. Dicha protección se aplica dentro del rango potencial de aproximadamente + 0.6 a 1.0 V (con respecto a un electrodo de sulfato de cobre), siendo la corriente principalmente controlada por los efectos de polarización y no por la resistencia óhmica del concreto. ^{7.69}

El concreto húmedo se comporta esencialmente como un electrolito con resistividad de hasta aproximadamente 100 ohm-m; está dentro del rango de semiconductores. El concreto secado al aire tiene una resistividad del orden de 10⁴ ohm-m. ^{7.19} Por otro lado, el concreto secado al horno tiene una resistividad de aproximadamente 10⁹ ohm-m, lo cual significa que dicho concreto es un buen aislador. ^{7.70} Las propiedades dieléctricas o aislantes han sido estudiadas por Halabe y otros. ^{7.27}

Este gran incremento de resistividad del concreto en la remoción de agua se explica diciendo que la corriente eléctrica se conduce a través del concreto húmedo esencialmente

por medio electrolítico, es decir, por iones en el agua evaporable. Sin embargo, cuando los poros capilares están segmentados, ocurre el paso de corriente eléctrica a través del agua de gel. La resistividad del agregado normal es infinitamente más grande. Para concreto de proporciones de mezcla dadas, el secado completo al aire incrementa la resistividad de la zona de la superficie. Por ejemplo, a una relación agua/cemento de 0.50, Tritthart y Geymayer ^{7.34}

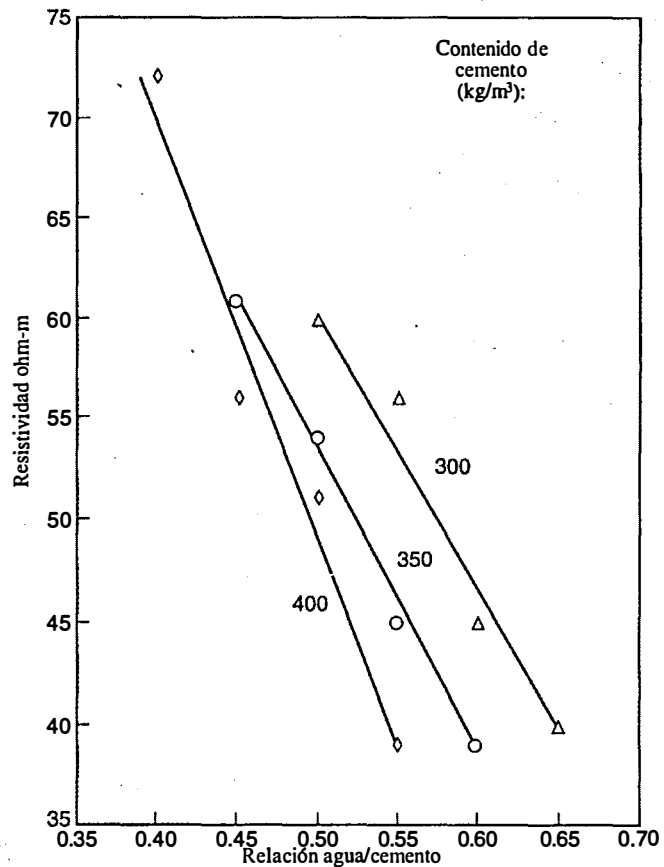


Figura 7.25. Relación entre la resistividad eléctrica y la relación agua/cemento para el concreto con un tamaño máximo de agregado de 40 mm (1 1/2 pulg) hecho con cemento ordinario portland (tipo 1), probado a la edad de 28 días (basado en la ref. 7.18)

informaron de un aumento de 11 veces; el aumento fue todavía mayor a relaciones agua/cemento más altas.

Por lo tanto, puede esperarse que cualquier incremento en el volumen de agua y en la concentración de iones presentes en el agua de poros disminuya la resistividad de la pasta de cemento, y en efecto, la resistividad disminuye agudamente con un aumento en la relación agua/cemento. Esto se muestra en la tabla 7.3 para pasta de cemento hidratada y en la figura 7.25 para concreto. Una disminución en el contenido de cemento del concreto también da por resultado un aumento en resistividad^{7.18} puesto que, a una relación agua/cemento constante pero a un menor contenido de cemento, hay menos electrólito disponible para que pase la corriente.

La resistividad de concretos de composición variable es dada por Hughes y otros.^{7.18} Si es necesario, los valores de la resistividad de la pasta de cemento hidratada pueden ser

convertidos a resistividad del concreto que incluye esa pasta, aproximadamente en una proporción inversa al volumen relativo de la pasta de cemento hidratada.^{7.19}

Las reacciones a largo plazo que comprenden escoria de alto horno molida y granulada en el concreto causan un incremento continuo en la resistividad eléctrica. Esto puede ser tanto como de un orden de magnitud, en comparación con concreto que contiene únicamente cemento portland.^{7.30} El humo de sílice también aumenta la resistividad. Los efectos de la escoria de alto horno molida y granulada y del humo de sílice tienen significado cuando el progreso de la corrosión del acero de refuerzo se controla mediante la resistencia eléctrica del concreto (véase el capítulo 11).

Como otros iones del agua de poros, los cloruros reducen en forma importante la resistividad del concreto y del mortero; se ha informado^{7.71} de una disminución de 15 veces para el segundo. La influencia de la salinidad del agua de

Tabla 7.4 Propiedades eléctricas típicas del concreto (basado en la ref. 7.74)

Mezcla y relación agua/cemento	Tipo de cemento	Período de días de secado al aire	Resistividad (10 ³ ohm-m)				Reactancia capacitativa, 10 ³ ohm			Capacitancia, Microfarad		
			d.c.	50 Hz	500 Hz	25000 Hz	50 Hz	500 Hz	25000 Hz	50 Hz	500 Hz	25000 Hz
1:2:4* 0.49	Portland ordinario	7	10	9	9	9	159	159	32	0.020	0.0020	0.0002
		42		31	31	30	637	455	64	0.005	0.0007	0.0001
		113	90	82	80	73	1061	398	64	0.003	0.0008	0.0001
	Portland de endurecimiento rápido	39		28	27	27	796	398	64	0.004	0.0008	0.0001
		5		189	173	139	398	228	106	0.008	0.0014	0.00006
	Alta alúmina	18		390	351	275	664	398	127	0.005	0.0008	0.00005
		40		652	577	441	910	569	159	0.003	0.0006	0.00004
	1:2:4:† 0.49	Portland ordinario	126		59	58	58	118	228	127	0.027	0.0014
Endurecimiento rápido		123		47	47	46	118	212	32	0.027	0.0015	0.00020
Alta alúmina		138		1236	1080	840	531	398	106	0.006	0.0008	0.00006
		182		1578	1380	1059	692	424	127	0.005	0.0007	0.00005
Pasta de cemento‡ 0.23	Portland ordinario	9	7	6	6	6	9	10	3	0.350	0.0300	0.0020
	Endurecimiento rápido	9	5	5	5	5	6	6	2	0.500	0.0540	0.0026
	Alta alúmina	13	240	220	192	128	80	41	21	0.040	0.0077	0.0003

*Cubo de 10.2 cm; electrodos externos

†Cubo de 15.2 cm; electrodos empotrados.

‡Prisma de 25 mm de espesor; electrodos externos.

mezclado sobre la resistividad es mayor en el concreto con altas relaciones agua/cemento y es mucho menor en concreto de alta resistencia.^{7.72}

Durante las primeras horas después del mezclado, la resistividad del concreto aumenta muy lentamente, después aumenta rápidamente hasta la edad de aproximadamente un día, y después de eso se incrementa en una rapidez baja o se vuelve constante,^{7.18} a menos que el concreto se seque completamente; el secado incrementa la resistividad.

La resistividad del concreto sumergido en agua de mar puede llegar a incrementarse en forma importante por la formación de una capa delgada superficial de hidróxido de magnesio y de carbonato de calcio.^{7.101} Si se remueve esta capa, la resistividad es la misma que cuando se almacena en agua potable.

La relación entre la resistividad del concreto y la fracción de volumen ocupado por el agua puede derivarse a partir de las leyes de conductividad de conductores heterogéneos. Sin embargo, en el rango de mezclas normales del concreto, el contenido de agua varía comparativamente poco para una granulometría de agregado y trabajabilidad dadas, y la resistividad llega a ser más dependiente del cemento utilizado^{7.73} ya que la composición química del cemento controla la cantidad de iones presente en el agua evaporable. De la lectura de la tabla 7.4. puede obtenerse alguna idea respecto a la influencia del cemento sobre la resistividad; a partir

de la misma puede observarse que en el concreto hecho con cemento de alta alúmina la resistividad es de 10 a 15 veces mayor que cuando se utiliza cemento portland en las mismas proporciones^{7.73} (véase la figura 7.26).

Por lo general, los aditivos no reducen la resistividad del concreto.^{7.70} Sin embargo, pueden utilizarse adiciones especiales para variar la resistividad. Por ejemplo, la adición al concreto de material bituminoso finamente dividido, con el subsecuente tratamiento de calor a 138 °C, incrementa la resistividad, especialmente en condiciones de humedad.^{7.75} A la inversa, en casos en donde no es deseable la electricidad estática y se requiere una disminución en la resistencia de aislamiento del concreto, pueden lograrse resultados satisfactorios, mediante la adición de negro de carbón de acetileno (2 a 3 por ciento por masa de cemento).^{7.75} El concreto eléctricamente conductivo puede obtenerse con el reemplazo de agregado fino por un agregado granulado conductivo consistente en carbón cristalino casi puro preparado como un producto patentado. La resistividad está entre 0.005 y 0.2 ohm-m; se ha informado que la resistencia a la compresión y otras propiedades no se afectan significativamente.^{7.76}

La resistividad del concreto se incrementa con un aumento del voltaje.^{7.74} La figura 7.26 ejemplifica esta relación para especímenes secados al horno a los que no se permite absorber humedad durante la prueba. La resistividad del concreto disminuye con el incremento de la temperatura.^{7.19}

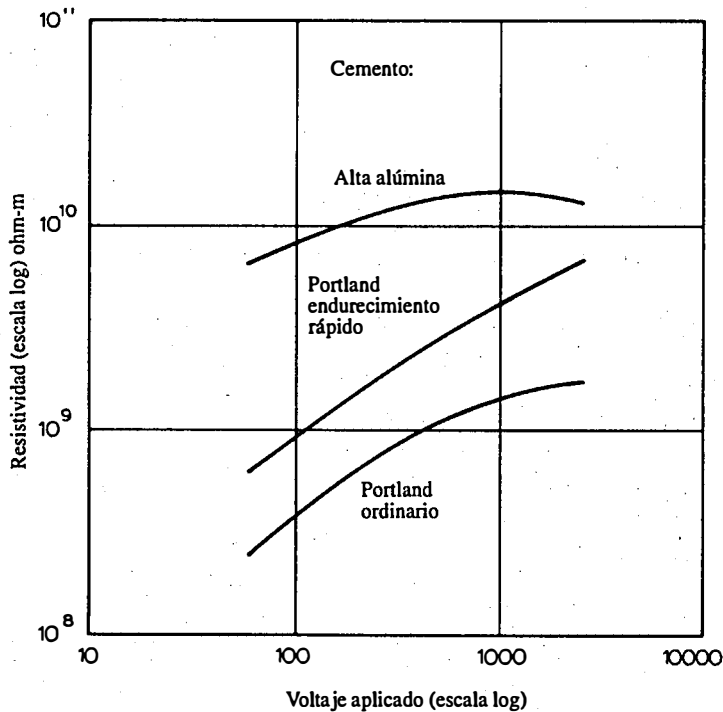


Figura 7.26 Relación entre resistividad y voltaje aplicado para un concreto de 1:2:4 con una relación agua/cemento de 0.49, secado al horno y enfriado en un desecador^{7.74}

informaron de un aumento de 11 veces; el aumento fue todavía mayor a relaciones agua/cemento más altas.

Por lo tanto, puede esperarse que cualquier incremento en el volumen de agua y en la concentración de iones presentes en el agua de poros disminuya la resistividad de la pasta de cemento, y en efecto, la resistividad disminuye agudamente con un aumento en la relación agua/cemento. Esto se muestra en la tabla 7.3 para pasta de cemento hidratada y en la figura 7.25 para concreto. Una disminución en el contenido de cemento del concreto también da por resultado un aumento en resistividad^{7.18} puesto que, a una relación agua/cemento constante pero a un menor contenido de cemento, hay menos electrólito disponible para que pase la corriente.

La resistividad de concretos de composición variable es dada por Hughes y otros.^{7.18} Si es necesario, los valores de la resistividad de la pasta de cemento hidratada pueden ser

convertidos a resistividad del concreto que incluye esa pasta, aproximadamente en una proporción inversa al volumen relativo de la pasta de cemento hidratada.^{7.19}

Las reacciones a largo plazo que comprenden escoria de alto horno molida y granulada en el concreto causan un incremento continuo en la resistividad eléctrica. Esto puede ser tanto como de un orden de magnitud, en comparación con concreto que contiene únicamente cemento portland.^{7.30}

El humo de sílice también aumenta la resistividad. Los efectos de la escoria de alto horno molida y granulada y del humo de sílice tienen significado cuando el progreso de la corrosión del acero de refuerzo se controla mediante la resistencia eléctrica del concreto (véase el capítulo 11).

Como otros iones del agua de poros, los cloruros reducen en forma importante la resistividad del concreto y del mortero; se ha informado^{7.71} de una disminución de 15 veces para el segundo. La influencia de la salinidad del agua de

Tabla 7.4 Propiedades eléctricas típicas del concreto (basado en la ref. 7.74)

Mezcla y relación agua/cemento	Tipo de cemento	Período de días de secado al aire	Resistividad (10 ³ ohm-m)				Reactancia capacitativa, 10 ³ ohm			Capacitancia, Microfarad		
			d.c.	50 Hz	500 Hz	25000 Hz	50 Hz	500 Hz	25000 Hz	50 Hz	500 Hz	25000 Hz
1:2:4* 0.49	Portland ordinario	7	10	9	9	9	159	159	32	0.020	0.0020	0.0002
		42		31	31	30	637	455	64	0.005	0.0007	0.0001
		113	90	82	80	73	1061	398	64	0.003	0.0008	0.0001
	Portland de endurecimiento rápido	39		28	27	27	796	398	64	0.004	0.0008	0.0001
		5		189	173	139	398	228	106	0.008	0.0014	0.00006
	Alta alúmina	18		390	351	275	664	398	127	0.005	0.0008	0.00005
		40		652	577	441	910	569	159	0.003	0.0006	0.00004
	1:2:4:† 0.49	Portland ordinario	126		59	58	58	118	228	127	0.027	0.0014
Endurecimiento rápido		123		47	47	46	118	212	32	0.027	0.0015	0.00020
Alta alúmina		138		1236	1080	840	531	398	106	0.006	0.0008	0.00006
		182		1578	1380	1059	692	424	127	0.005	0.0007	0.00005
Pasta de cemento‡ 0.23	Portland ordinario	9	7	6	6	6	9	10	3	0.350	0.0300	0.0020
	Endurecimiento rápido	9	5	5	5	5	6	6	2	0.500	0.0540	0.0026
	Alta alúmina	13	240	220	192	128	80	41	21	0.040	0.0077	0.0003

*Cubo de 10.2 cm; electrodos externos

†Cubo de 15.2 cm; electrodos empotrados.

‡Prisma de 25 mm de espesor; electrodos externos.

mezclado sobre la resistividad es mayor en el concreto con altas relaciones agua/cemento y es mucho menor en concreto de alta resistencia.^{7.72}

Durante las primeras horas después del mezclado, la resistividad del concreto aumenta muy lentamente, después aumenta rápidamente hasta la edad de aproximadamente un día, y después de eso se incrementa en una rapidez baja o se vuelve constante,^{7.18} a menos que el concreto se seque completamente; el secado incrementa la resistividad.

La resistividad del concreto sumergido en agua de mar puede llegar a incrementarse en forma importante por la formación de una capa delgada superficial de hidróxido de magnesio y de carbonato de calcio.^{7.101} Si se remueve esta capa, la resistividad es la misma que cuando se almacena en agua potable.

La relación entre la resistividad del concreto y la fracción de volumen ocupado por el agua puede derivarse a partir de las leyes de conductividad de conductores heterogéneos. Sin embargo, en el rango de mezclas normales del concreto, el contenido de agua varía comparativamente poco para una granulometría de agregado y trabajabilidad dadas, y la resistividad llega a ser más dependiente del cemento utilizado^{7.73} ya que la composición química del cemento controla la cantidad de iones presente en el agua evaporable. De la lectura de la tabla 7.4. puede obtenerse alguna idea respecto a la influencia del cemento sobre la resistividad; a partir

de la misma puede observarse que en el concreto hecho con cemento de alta alúmina la resistividad es de 10 a 15 veces mayor que cuando se utiliza cemento portland en las mismas proporciones^{7.73} (véase la figura 7.26).

Por lo general, los aditivos no reducen la resistividad del concreto.^{7.70} Sin embargo, pueden utilizarse adiciones especiales para variar la resistividad. Por ejemplo, la adición al concreto de material bituminoso finamente dividido, con el subsecuente tratamiento de calor a 138 °C, incrementa la resistividad, especialmente en condiciones de humedad.^{7.75} A la inversa, en casos en donde no es deseable la electricidad estática y se requiere una disminución en la resistencia de aislamiento del concreto, pueden lograrse resultados satisfactorios, mediante la adición de negro de carbón de acetileno (2 a 3 por ciento por masa de cemento).^{7.75} El concreto eléctricamente conductivo puede obtenerse con el reemplazo de agregado fino por un agregado granulado conductivo consistente en carbón cristalino casi puro preparado como un producto patentado. La resistividad está entre 0.005 y 0.2 ohm-m; se ha informado que la resistencia a la compresión y otras propiedades no se afectan significativamente.^{7.76}

La resistividad del concreto se incrementa con un aumento del voltaje.^{7.74} La figura 7.26 ejemplifica esta relación para especímenes secados al horno a los que no se permite absorber humedad durante la prueba. La resistividad del concreto disminuye con el incremento de la temperatura.^{7.19}

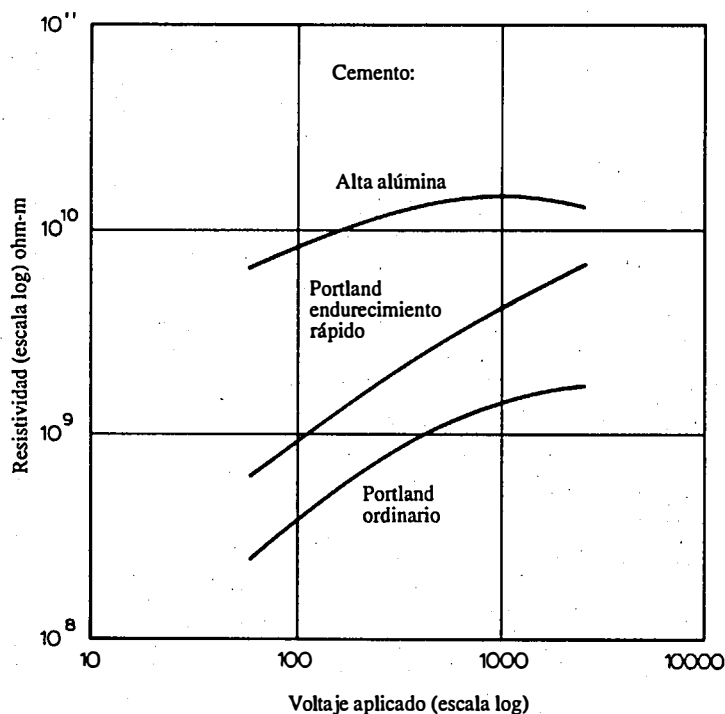


Figura 7.26 Relación entre resistividad y voltaje aplicado para un concreto de 1:2:4 con una relación agua/cemento de 0.49, secado al horno y enfriado en un desecador.^{7.74}

La mayor parte de los valores citados en esta sección se dan para corriente alterna (c.a.). La resistividad para la corriente directa (c.d.) puede ser diferente porque tiene un efecto polarizante, pero a 50 Hz no existe una diferencia significativa entre la resistividad para c.a. y para c.d.^{7.74} Por lo regular, para concreto madurado al aire, la resistencia en c.d. es aproximadamente igual a la impedancia en c.a.^{7.74} Hammond y Robson^{7.74} interpretaron que esto significa que la reactancia capacitativa del concreto es hasta tal grado más grande que su resistencia, que es sólo la última la que contribuye significativamente para la impedancia; como consecuencia, el factor de potencia es casi la unidad. En la tabla 7.4 se dan datos típicos para corriente alterna.

La capacitancia del concreto disminuye con la edad y con un aumento en la frecuencia.^{7.74} La pasta de cemento pura con una relación agua/cemento de 0.23 tiene capacitancia mucho mayor que el concreto de la misma edad con una relación agua/cemento de 0.49.^{7.74}

En la tabla 7.5 se dan datos sobre la resistencia dieléctrica del concreto. Puede observarse que la resistencia dieléctrica del concreto hecho con cemento de alta alúmina es ligeramente mayor que cuando se utiliza cemento portland. La tabla también muestra que, a pesar del mucho mayor contenido de humedad (y por lo tanto menor resistividad) del concreto almacenado al aire en comparación con el concreto secado al horno, la resistencia dieléctrica es aproximadamente la misma para las dos condiciones de almacenamiento, y parece entonces no ser afectada por el contenido de humedad.

Propiedades acústicas

En muchas construcciones las características acústicas tienen importancia y pueden ser influidas considerablemente por el material utilizado y por los detalles estructurales.

Aquí, solamente se considerarán las propiedades del material; la influencia de la forma estructural y los detalles de la construcción constituyen un tema especializado.

Básicamente, se pueden distinguir dos propiedades acústicas en el material de edificación: la absorción de sonido y la transmisión de sonido. La primera es de interés cuando la fuente de sonido y el que escucha están en el mismo cuarto. Cuando las ondas de sonido, chocan contra un muro, su energía es parcialmente absorbida y parcialmente reflejada, y se puede definir un *coeficiente de absorción de sonido* como una medida de la proporción de la energía sonora que choca contra una superficie que es absorbida por esa superficie. Normalmente, el coeficiente es dado por una frecuencia particular. Algunas veces, se utiliza el término "coeficiente de reducción de ruido" para denotar el promedio de coeficientes de absorción de sonido a 250, 500, 1000 y 2000 Hz en pasos de octavas. Un valor típico para el concreto con agregado de peso normal de textura media, sin pintar, es 0.27. El valor correspondiente para concreto hecho con agregado de lutita expandida es 0.45. La diferencia está relacionada con la variación en textura, porosidad y estructura porque, cuando es posible el flujo de aire, hay un gran incremento de absorción de sonido a través de la conversión de energía sonora en calor, por fricción. Por lo tanto, el concreto celular, que tiene burbujas discretas de aire, muestra menor absorción de sonido que el concreto hecho con agregado poroso de peso ligero.

La transmisión de sonido es de interés cuando el que escucha está en un cuarto adyacente a aquel en el cual se localiza la fuente del sonido. Definimos la *pérdida de transmisión de sonido* (o aislamiento del sonido transmitido por el aire) como la diferencia, medida en decibeles (dB), entre la energía sonora incidente y la energía sonora transmitida (la cual se propaga dentro de un cuarto adyacente). Lo que constituye una pérdida de transmisión satisfactoria depende del uso

Tabla 7.5 Resistencia dieléctrica del concreto (1: 2 : 4 Mezcla con una relación agua/cemento de 0.49)^{7.74}

Condición del concreto	Corriente	Falla de aislación	Resistencia dieléctrica 10^6 V/m		
			Cemento portland ordinario	Cemento portland de endurecimiento rápido	Cemento de alta alúmina
Almacenado al aire	Impulsos positivos 1/44 ms		1.44	1.46	1.84
		primero	1.59	1.33	1.77
	c.d. negativa	segundo	1.18	1.06	1.24
Secado a 104 °C enfriado al aire		tercero	1.25	0.79	1.28
		primero	1.43	1.19	1.58
	valores pico c.a. (50 Hz)	segundo	1.03	1.00	1.21
		tercero	1.00	0.97	0.95

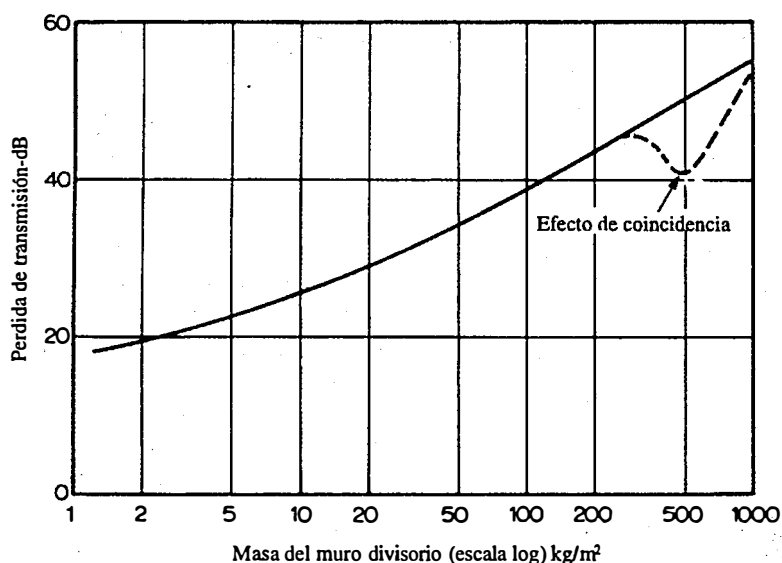


Figura 7.27. Relación entre la pérdida de transmisión y el peso unitario del muro^{7.68}

del espacio dado: se piensa que un valor de 45 a 55 dB es adecuado entre viviendas.^{7.22,7.25}

El factor principal en la pérdida de transmisión es la masa unitaria del muro por metro cuadrado de área. La pérdida se incrementa con la frecuencia de la onda sonora y normalmente es determinada dentro de un rango de frecuencias. La relación entre la pérdida de transmisión y la masa del muro es en términos generales, independiente del tipo de material utilizado, a condición de que no hayan poros continuos, y algunas veces se la menciona como la "ley de masa". La figura 7.27 ilustra la relación para el caso en que los bordes del muro están 'fijos firmemente', por ejemplo los muros que flanquean son de material similar. Apartir de la figura 7.27, puede observarse que un muro raso de concreto de 15 a 17.5 cm de espesor proporcionaría una adecuada pérdida de transmisión entre viviendas. La información sobre el aislamiento del sonido de muros de separación se da en las refs. 7.22, 7.23 y 7.24; en la ref. 7.26 se da un tratamiento más general de las propiedades acústicas del concreto.

La transmisión de sonido en torno al "obstáculo acústico" tiene, por supuesto, que ser considerada pero, en lo que corresponde al muro mismo, existen algunos factores adicionales a la masa: hermeticidad, rigidez a la flexión y presencia de cavidades.

La rigidez del muro es importante porque, si la longitud de onda de la onda de flexión forzada impuesta sobre el muro es igual a la longitud de onda de las ondas de flexión libres en el muro, surge una condición de transmisión acústica total a través del muro. Esta coincidencia de longitudes de

onda puede ocurrir solamente por encima de un valor crítico de frecuencia en el cual la velocidad de las ondas de flexión libres en el muro es la misma que la de las ondas de aire paralelas al muro. Por encima de esa frecuencia, es posible una combinación de incidencia y onda de aire y frecuencia a la cual puede entonces ocurrir la coincidencia de una onda de aire en la entrecara y la onda de flexión de la estructura. Normalmente, el efecto se limita a los muros delgados.^{7.68} La frecuencia crítica está, dada por:

$$q_c = \frac{v^2}{2\pi h} \left[\frac{12\rho(1-\mu^2)}{E} \right]^{\frac{1}{2}}$$

donde

u = velocidad del sonido en el aire

h = espesor del muro

r = densidad del concreto

E = módulo de elasticidad del concreto, y

μ = relación de Poisson del concreto

La influencia del efecto de coincidencia sobre la relación entre la pérdida de transmisión del sonido y la masa unitaria del muro puede observarse a partir de la línea punteada en la figura 7.27.

La presencia de cavidades también afecta esta relación; una cavidad incrementa la pérdida de transmisión, de manera que la utilización del espesor total dado del concreto en la forma de dos hojas es útil. El comportamiento cuantitativo depende de la amplitud de la cavidad, del grado de aislamiento entre las hojas, y también de la presencia o ausencia

de una superficie sellada al frente de la cavidad si el material del muro es poroso.

A partir de lo anterior es evidente que, en buena medida, los requisitos de una alta absorción de sonido y una alta pérdida de transmisión están en pugna. Por ejemplo, el concreto de peso ligero del tipo poroso cuenta con buenas propiedades de absorción de sonido pero con una muy alta transmisión de sonido. Sin embargo, si una cara del concreto está sellada, la pérdida de transmisión aumenta y puede llegar a ser igual a la de otros materiales de la misma masa por área unitaria. Es preferible sellar el lado alejado de la fuente de sonido ya que, de otro modo, se perjudica la absorción de sonido. Sin embargo, no hay razón alguna para creer que el concreto de peso ligero proporciona en forma inherente un mejor aislamiento con respecto a la transmisión de sonido.

Referencias

- 7.1 G. W. Washa, J. C. Saemann and S. M. Cramer, "Fifty-year properties of concrete made in 1937", *ACI Materials Journal*, 86, núm. 4, 1989, pp. 367-71.
- 7.2 L. J. Parrott, "Moisture profiles in drying concrete", *Advances in Cement Research*, 1, núm. 3, 1988, pp. 164-70.
- 7.3 R. G. Patel, D. C. Killoh, L. J. Parrott and W. A. Gutteridge, "Influence of curing at different relative humidities upon compound reactions and porosity of portland cement paste", *Materials and Structures*, 21, núm. 123, 1988, pp. 192-7.
- 7.4 E. Senbetta, "Concrete curing practices in the United States", *Concrete International*, 10, núm. 11, 1988, pp. 64-7.
- 7.5 D. W. S. Ho, Q. Y. Cui and D. J. Ritchie, "Influence of humidity and curing time on the quality of concrete", *Cement and Concrete Research*, 19, núm. 3, 1989, pp. 457-64.
- 7.6 B. Mather, "Curing compounds", *Concrete International* 12, núm. 2, 1990, pp. 40-1.
- 7.7 P. Nischer, "General report: effects of early overloading and insufficient curing on the properties of concrete after complete hardening", In *Proceedings of RILEM International Conference on Concrete of Early Ages*, Vol. II, Anciens ENPC, Paris, 1982, pp. 117-26.
- 7.8 T. A. Harrison, *Formwork Striking Times - Methods of Assessment*, Report 73, CIRIA, London, 1987, pp. 40.
- 7.9 ACI 308-92, "Standard practice for curing concrete", *ACI Manual of Concrete Practice*, part 2: Construction Practices and Inspection Pavements, Detroit, Michigan, 1994, pp. 11.
- 7.10 H. F. Gonnerman and W. Lerch, "Changes in characteristics of portland cement as exhibited by laboratory tests over the period 1904 to 1950", *ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 127*, 1951.
- 7.11 W. H. Price, "Factors influencing concrete strength", *J. Amer. Concr. Inst.*, 47, febrero 1951, pp. 417-32.
- 7.12 T. S. Poole, "Summary of statistical analysis of specification mortar cube test results from various cement suppliers, including four types of cement approved for Corps of Engineers projects", in *Uniformity of Cement Strength ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 961*, Philadelphia, Pa, 1986, pp. 14-21.
- 7.13 J. R. Oglesby, "Experience with cement strength uniformity", in *Uniformity of Cement Strength ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 961*, Philadelphia, Pa, 1986, pp. 3-14.
- 7.14 R. D. Gaynor, *Cement Strength Data for 1991*, ASTM Committee C-1 on Cement, Philadelphia, Pa, 1993, 4 pp.
- 7.15 L. Divet, "Evolution de la composition des ciments Portland artificiels de 1964 à 1989: Exemple d'utilisation de la banque de données du LCPC sur les ciments", *Bulletin Liaison Laboratoire Ponts et Chaussées*, 176, noviembre-diciembre 1991, pp. 73-80.
- 7.16 A. T. Corish and P. J. Jackson, "Portland cement properties", *Concrete*, 16, núm. 7, 1982, pp. 16-18.
- 7.17 A. M. Neville, "Why we have concrete durability problems", in *Concrete Durability: Katharine and Bryant Mather International Conference*, Vol. 1, ACI SP-100, Detroit, Michigan, 1987, pp. 21-30.
- 7.18 B. P. Hughes, A. K. O. Soleit and R. W. Brierley, "New technique for determining the electrical resistivity of concrete", *Mag. Concr. Res.*, 37, núm. 133, 1985, pp. 243-8.
- 7.19 H. W. Whittington, J. McCarter and M. C. Forde, "The conduction of electricity through concrete", *Mag. Concr. Res.*, 33, núm. 114, 1981, pp. 48-60.
- 7.20 P. J. Nixon, "Changes in Portland Cement Properties and their Effects on Concrete", *Building Research Establishment Information Paper*, marzo 1986, 3 pp.
- 7.21 Concrete Society Working Party, *Report on Changes in Cement Properties and their Effects on Concrete*, Technical Report núm. 29, Slough, U. K., 1987, 15 pp.
- 7.22 A. Litvin and H. B. Belliston, "Sound transmission loss through concrete and concrete masonry walls", *J. Amer. Concr. Inst.*, diciembre 1978, pp. 641-6.
- 7.23 Building Research Establishment *Sound Insulation in Party Walls*, Digest núm. 252, agosto 1981, 4 pp.
- 7.24 Building Research Establishment *Sound Insulation: Basic Principles*, Digest núm. 337, octubre 1988, 8 pp.
- 7.25 A. C. C. Warnock, "Factors Affecting Sound Transmission Loss", *Canadian Building Digest*, CDN 239, julio 1985, 4 pp.
- 7.26 C. Huet, "Propriétés acoustiques in Le béton hydraulique", *Presses de l'École National des Ponts et Chaussées*, Paris, 1982, pp. 423-52.

- 7.27 U. B. Halabe, A. Sotoodehnia, K. R. Maser and E. A. Kausel, "Modeling the electromagnetic properties of concrete", *ACI Materials Journal*, 90, núm. 6, 1993, pp. 552-63.
- 7.28 P. Schiessl and C. Reuter, "Massgebende Einflussgrößen auf die Wasserdurchlässigkeit von gerissenen Stahlbetonbauteilen", *Annual Report, Institut für Bauforschung, Aachen*, 1992, pp. 223-8.
- 7.29 M. Ben-Bassat, P. J. Nixon and J. Hardcastle, "The effect of differences in the composition of portland cement on the properties of hardened concrete", *Mag. Conc. Res.*, 42, núm. 151, 1990, pp. 59-66.
- 7.30 I. L. H. Hansson and C. M. Hansson, "Electrical resistivity measurements of portland cement based material", *Cement and Concrete Research*, 13, núm. 5, 1983, pp. 675-83.
- 7.31 Y. Abdel-Jawad and R. Haddad, "Effect of early overloading of concrete on strength at later ages", *Cement and Concrete Research*, 22, núm. 5, 1992, pp. 927-36.
- 7.32 W. S. Weaver, H. L. Isabelle and F. Williamson, "A study of cement and concrete correlation", *Journal of testing and Evaluation*, 2, núm. 4, 1974, pp. 260-303.
- 7.33 A. Neville, "Cement and concrete: their interaction in practice", in *Advances in Cement and Concrete*, American Soc. Civil Engineers, New York, 1994, pp. 1-14.
- 7.34 J. Tritthart and H. G. Geymayer, "Änderungen des elektrischen Widerstandes in austrocknendem Beton", *Zement und Beton*, 30, núm. 1, 1985, pp. 23-8.
- 7.35 L. E. Copeland and R. H. Bragg, "Self-desiccation in portland cement pastes", *ASTM Bull.* núm. 204, febrero 1955, pp. 34-9.
- 7.36 T. C. Powers, "A discussion of cement hydration in relation to the curing of concrete", *Proc. highw. Res. Bd*, 27, Washington DC, 1974, pp. 178-88.
- 7.37 W. Lerch, "Plastic shrinkage", *J. Amer. Concr. Inst.*, 53, febrero 1957, pp. 797-802.
- 7.38 A. D. Ross, "Shape, size and shrinkage", *Concrete and constructional Engineering*, London agosto 1944, pp. 193-9.
- 7.39 F. R. McMillan and L. H. Tuthill, "Concrete primer", *ACI SP-1 3rd Edn*, Detroit, Michigan, 1973, pp. 96.
- 7.40 U. S. Army Corps of Engineers, *Handbook for Concrete and Cement* (Vicksburg, Miss., 1954).
- 7.41 F. M. Lea, "Would the strength grading of ordinary portland cement be a contribution to structural economy", *Proc. Inst. Civ. Engrs.*, 2, núm. 3, London, diciembre 1953, pp. 450-7.
- 7.42 S. Walker and D. L. Bloem, "Variations in portland cement", *Proc. ASTM*, 58, 1958, pp. 1009-32.
- 7.43 E. W. Bennett and N. K. Raju, "Cumulative fatigue damage of plain concrete in compression", *Proc. Int. Conf. on Structure, Solid Mechanics and Engineering Design*, Southampton, abril 1969, part 2, Wiley-Interscience, New York, 1971, pp. 1089-102.
- 7.44 J. P. Lloyd, J. L. Lott and C. E. Kesler, "Final summary report: fatigue of concrete", T. & A. M. Report núm. 675, Department of Theoretical and applied Mechanics, University of Illinois, septiembre 1967, pp. 33.
- 7.45 A. M. Neville, "Current problems regarding concrete under sustained loading", *Int. Assoc. for Bridge and Structural Engineering, Publications*, núm. 26, 1966, pp. 337-43.
- 7.46 F. S. Ople Jr and C. L. Hulsbos, "Probable fatigue life of plain concrete with stress gradient", *J. Amer. Concr. Inst.*, 63, enero 1966, pp. 59-81.
- 7.47 J. W. Murdock, "The mechanism of failure in concrete", Thesis submitted to the University of Illinois for the degree of Ph. D., 1960, pp. 131.
- 7.48 J. A. Neal and C. E. Kesler, "The fatigue of plain concrete", *Proc. Int. Conf. on the Structure of Concrete*, Cement and Concrete Assoc., London, 1968, pp. 226-37.
- 7.49 B. M. Assimakopoulos, R. F. Warner and C. E. Ekberg, Jr, "High speed fatigue tests on small specimens of plain concrete", *J. Prestressed Concr. Inst.* 4, septiembre 1959, pp. 53-70.
- 7.50 W. H. Gray, J. F. McLaughlin and J. D. Antrim, "Fatigue properties of lightweight aggregate concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 58, agosto 1961, pp. 149-62.
- 7.51 A. M. Ozell, "Discussion of paper by J. P. Romualdi and G. B. Batson: Mechanics of crack arrest in concrete", *J. Eng. Mech. Div., A.S.C.E.*, 89, núm. EM 4, agosto 1963, pp. 103.
- 7.52 H. Green, "Impact strength of concrete", *Proc. Civ. Engrs.*, 28, London, julio 1964, pp. 383-96.
- 7.53 G. B. Welch and B. Haisman, "Fracture toughness measurements of concrete", Report núm. R42, University of new South Wales, Kensington, Australia, enero 1969.
- 7.54 B. P. Hughes and R. Gregory, "The impact strength of concrete using Green's ballistic pendulum", *Proc. Inst. Civ. Engrs.*, 41, London, diciembre 1968, pp. 731-50.
- 7.55 U. Bellander, "Concrete strength in finished structure", Part 1: Destructive testing methods. Reasonable requirements, CBI Research, 13: 76, Swedish Cement and Concrete Research Inst., 1976, pp. 205.
- 7.56 D. C. Teychenné, "Concrete made with crushed rock-aggregates, Quarry Management and Products", 5, mayo 1978, pp. 122-37.
- 7.57 R. L. McKisson, "Cement uniformity on Bureau of Reclamation projects", U.S. Bureau of Reclamation, Laboratory Report C-1245, Denver, Colorado, agosto 1967, pp. 41.
- 7.58 S. S. Takhar, I. J. Jordaan and B. R. Gamble, "Fatigue of concrete under lateral confining pressure", in *Abeles Symp. on Fatigue of Concrete*, ACI SP-41, Detroit, Michigan, 1974, pp. 59-69

- 7.59 K. D. Raithby and J. W. Galloway, "Effects of moisture condition, age, and rate of loading on fatigue of plain concrete", in Abeles Symp on Fatigue of Concrete, ACI SP-41, Detroit, Michigan, 1974, pp. 15-34.
- 7.60 H. Sommer, "Zum Einfluss der Kornzusammensetzung auf die Dauerfestigkeit von Beton", Zement und Beton, 22, núm. 3, 1977, pp. 106-9.
- 7.61 R. Tepfers and T. Kutti, "Fatigue strength of plain, ordinary and lightweight concrete", J. Amer. Concr. Inst., 76, núm. 5, 1979, pp. 635-52.
- 7.62 R. Tepfers, C. Fridén and L. Georgsson, "A study of the applicability to the fatigue of concrete of the Palmgren-Miner partial damage hypothesis", Mag. Concr. Res., 29, núm. 100, 1977, pp. 123-30.
- 7.63 R. Tepfers, "Tensile fatigue strength of plain concrete", J. Amer. Concr. Inst., 76, núm. 8, 1979, pp. 919-33.
- 7.64 J. W. Galloway, H. M. Harding and K. D. Raithby, "Effects of age on flexural, fatigue and compressive strength of concrete", Transport and Road Res. Lab. Rep. TRRI 865, Crowthorne, Berks, 1979, pp. 20.
- 7.65 J. Van Leeuwen and A. J. Siemes, "Miner's rule with respect to plain concrete", Heron, 24, núm. 1, Delf, 1979, pp. 34.
- 7.66 J. Dahms, "Die Schlagfestigkeit des Betons", Schriftenreihe der Zement Industrie, núm. 34, Düsseldorf, 1968, pp. 135.
- 7.67 C. Popp, "Untersuchen über das Verhalten von Beton bei schlagartigen Beanspruchung", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, núm. 281, Berlin, 1977, pp. 66.
- 7.68 A. G. Loudon and E. F. Stacey, "The thermal and acoustic properties of lightweight concretes", Structural Concrete, 3, núm. 2, London, 1966, pp. 58-96.
- 7.69 D. A. Hausmann, "Electrochemical behavior of steel in concrete", J. Amer. Concr. Inst., 61, núm. 2, febrero 1964, pp. 171-88.
- 7.70 G. E. Monfore, "The electrical resistivity of concrete", J. Portl. Cem. Assoc. Research and Development Laboratories, 10, núm. 2, mayo 1968, pp. 35-48.
- 7.71 R. Cigna, "Measurement of the electrical conductivity of cement mortars", Annali di Chimica, 66, enero 1966, pp. 483-94.
- 7.72 R. L. Henry, "Water vapor transmission and electrical resistivity of concrete", Technical Report R-244 (US Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California, 30 junio 1963).
- 7.73 V. P. Ganin, "Electrical resistance of concrete as a function of its composition", Beton y Zhelezobeton, núm. 10, 1964, pp. 462-5.
- 7.74 E. Hammond and T. D. Robson, "Comparison of electrical properties of various cements and concretes", The Engineer, 199, 21 enero 1955, pp. 78-80; 28 enero 1955, pp. 114-15.
- 7.75 Anon, "Electrical properties of concrete", Concrete and Construction Engineering, 58, núm. 5, London 1963, p. 195
- 7.76 J. R. Farrar, "Electrically conductive concrete", Gec J. of Science and Technol., 45, núm. 1, 1978, pp. 45-8.
- 7.77 P. Klieger, "Early high strength concrete for prestressing", Proc. of World Conference on Prestressed Concrete, San Francisco, julio 1957, pp. A5-1-14.
- 7.78 B. M. Scott, "Cement strength uniformity - a ready-mix producer's point of view, NRMCA Publication núm. 165, Silver Spring, Maryland, 1981, pp. 3.
- 7.79 P. Rossi et al, "Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension", Materials and Structures, 27, núm. 169, 1994, pp. 260-4.
- 7.80 B. H. Bischoff and S. H. Perry, "Compressive behaviour of concrete at high strain rates", Materials and Structures, 24, núm. 144, 1991, pp. 425-50.
- 7.81 C. A. Ross, P. Y. Thompson and J. W. Tedesco, "Split-Hopkinson pressure-bar tests on concrete and mortar in tension and compression", ACI Materials Journal, 86, núm. 5, 1989, pp. 475-81.
- 7.82 G. L. Balázs, "Fatigue of bond", ACI Materials Journal, 88, núm. 6, 1991, pp. 620-9.
- 7.83 Minh-Tan Do, "Fatigue des bétons a hautes performances", Ph.D. thesis, University of Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 1994, pp. 187
- 7.84 X. P. Shi, T. F. Fwa and S. A. Tan, "Flexural fatigue strength of plain concrete", ACI Materials Journal, 90, núm. 5, 1993, pp. 435-40.
- 7.85 E. L. Nelson, R. L. Carrasquillo and D. W. Fowler, "Behavior and failure of high-strength concrete subjected to biaxial-cyclic compression loading", ACI Materials Journal, 85, núm. 4, 1988, pp. 248-53.
- 7.86 A. Mor, B. C. Gerwick and W. T. Hester, "Fatigue of high-strength reinforced concrete", ACI Materials Journal, 89, núm. 2, 1992, pp. 197-207.
- 7.87 E. C. M. Su and T. T. C. Hsu, "Biaxial compression fatigue and discontinuity of concrete", ACI Materials Journal, 85, núm. 3, 1988, pp. 178-88.
- 7.88 M. A. Miner, "Cumulative damage in fatigue", Journal of Applied Mechanics, 67, septiembre 1954, pp. 159-64.
- 7.89 P. A. Daerga and D. Pöntinen, "A fatigue failure criterion for concrete based on deformation", in Nordic Concrete Research, Publication 13-2 /93, Oslo, diciembre 1993, pp. 6-20.
- 7.90 T. T. C. Hsu, "fatigue of plain concrete", ACI Journal, 78, núm. 4, 1981, pp. 292-305.
- 7.91 S. H. Perry and P. H. Bischoff, "Measurement of the compressive impact strength of concrete using a thin loadcell", Mag. Concr. Res., 42, núm. 151, 1990, pp. 75-81,
- 7.92 J. R. Clifton and L. I. Knab, "Impact testing of concrete", Cement and Concrete Research, 13, núm. 4, 1983, pp. 541-8.

- 7.93 A. J. Zielinski and H. W. Reinhardt, "Impact stress-strain behaviour in concrete in tension", in Proceedings RILEM-CEB-IABSE-IASS-Interassociation Symposium on Structures under Impact and Impulsive Loading, Berlin, 1982, pp. 112-24.
- 7.94 M. Saito and S. Imai, "Direct tensile fatigue of concrete by the use of friction grips", ACI Journal, 80, núm. 5, 1983, pp. 431-8.
- 7.95 Minh-Tan Do, O. Chaallai and P.-C. Aitcin, "Fatigue behavior of high-performance concrete", Journal of Materials in civil Engineering, 5, núm. 1, 1993, pp. 96-111.
- 7.96 L. A. Traina and A. A. Jeragh, "Fatigue of plain concrete subjected to biaxial-cyclical loading", in Fatigue of Concrete Structures, Ed. S. P. Shah, ACI SP-75, Detroit, Michigan, 1982, pp. 217-34.
- 7.97 P. R. Sparks, "The influence of rate of loading and material variability on the fatigue characteristics of concrete", in Fatigue of Concrete Structures, Ed. S. P. Shah, ACI SP-75, Detroit, Michigan, 1982, pp. 331-41.
- 7.98 F. W. Klaiber and Dah-Yin Lee, "The effects of air content, water-cement ratio, and aggregate type on the flexural fatigue strength of plain concrete", in Fatigue of Concrete Structures, Ed. S. P. Shah, ACI SP-75, Detroit, Michigan, 1982, pp. 111-31.
- 7.99 J. W. Galloway, H. M. Harding and K. D. Raithby, "Effects of Moisture Changes on Flexural and Fatigue Strength of Concrete, Transport and Road Research Report núm. 864, Crowthorne, Berks, 1977, pp. 18.
- 7.100 B. H. Oh, "Cumulative damage theory of concrete under variable-amplitude fatigue loadings", ACI Materials Journal, 88, núm. 1, 1991, pp. 41-8.
- 7.101 N. R. Buenfeld, J. B. Newman and C. L. Page, "The resistivity of mortars immersed in sea-water", Cement and Concrete research, 16, núm. 4, 1986, pp. 511-24.

Capítulo 8

Efectos de la temperatura en el concreto

La prueba de laboratorio de concreto suele ejecutarse a una temperatura controlada, normalmente constante. Puesto que las pruebas se hacían principalmente en climas templados, la temperatura normalizada escogida estaba generalmente en la región de 18 a 21 °C, de modo que mucha de la información básica respecto a las propiedades del concreto, tanto fresco como endurecido, se basa sobre el comportamiento del material a estas temperaturas.

En la práctica, sin embargo, el concreto se mezcla a una amplia gama de temperaturas y también permanece en servicio a diferentes temperaturas.

En realidad, el rango actual de temperaturas se ha ampliado considerablemente con la gran cantidad de construcción moderna que está teniendo lugar en países de clima cálido. También en regiones muy frías se llevan a cabo obras, principalmente en las costas.

En consecuencia, es de gran importancia el conocimiento de los efectos de la temperatura en el concreto. Estos efectos se considerarán en el presente capítulo.

Primero, se estudiará la influencia de la temperatura del concreto fresco sobre la resistencia; a esto seguirá una revisión del tratamiento con temperatura después de colocar el concreto, es decir, el curado tanto mediante el uso de vapor de agua a presión atmosférica como mediante vapor de agua a alta presión.

Después, se estudiarán los efectos de la elevación de temperatura en el concreto a causa del desarrollo del calor de hidratación del cemento, seguidos de la consideración de la construcción de obras de concreto en clima caliente y en clima frío.

Finalmente, se describirán las propiedades térmicas del concreto endurecido y será objeto de análisis la influencia de temperaturas muy altas y muy bajas durante el servicio, incluidos los efectos del fuego.

Influencia de la temperatura temprana sobre la resistencia del concreto

Hemos visto que una elevación de la temperatura de curado acelera las reacciones químicas de hidratación y afecta así en forma benéfica la resistencia temprana del concreto sin ningún efecto negativo sobre la resistencia posterior. La alta temperatura durante el contacto inicial y la que sigue después entre el cemento y el agua reduce la longitud del periodo latente, de modo que la estructura *global* de la pasta de cemento hidratado llega a establecerse muy pronto.

Aunque una temperatura elevada durante la colocación y el fraguado aumenta la resistencia muy temprana, puede afectar adversamente la resistencia desde alrededor de los siete días en adelante. La explicación es que una rápida hidratación inicial parece formar productos de una estructura física más pobre, probablemente más porosa, de modo que una proporción de los poros siempre permanecerá sin llenar. De la regla de relación gel/espacio se sigue que esto conducirá a una resistencia inferior, en comparación con una pasta de cemento menos porosa, aunque lentamente hidratante, en la cual se alcanzará finalmente una relación alta de gel/espacio.

Esta explicación de los efectos adversos de una alta temperatura temprana sobre la resistencia posterior ha sido ampliada por Verbeck y Helmut,^{8.77} quienes sugieren que la velocidad inicial de hidratación a temperaturas superiores retarda la hidratación subsecuente y produce una distribución no uniforme de los productos de hidratación dentro de la pasta. La razón de esto es que, al producirse la alta rapidez inicial de hidratación, no se tiene tiempo disponible suficiente para la difusión de los productos de hidratación alejados de la partícula de cemento y para una precipitación uniforme en el espacio intersticial (como es el caso a temperaturas inferiores). Como resultado, se da una alta concen-

tración de los productos de hidratación en la vecindad de las partículas hidratantes, lo cual retarda la hidratación subsecuente y afecta adversamente la resistencia a largo plazo. Se ha confirmado la presencia de C-S-H poroso en medio de las partículas de cemento mediante imágenes de electrones de retrodispersión.^{8.74}

Además, la distribución no uniforme de los productos de hidratación *per se* afecta adversamente la resistencia porque la relación de gel/espacio de los intersticios es más baja que lo que sería el caso para un grado igual de hidratación: las áreas locales más débiles rebajan la resistencia de la pasta de cemento hidratado como un todo.

En conexión con la influencia de la temperatura durante la edad temprana del concreto sobre la estructura global de la pasta de cemento hidratado, es útil recordar que una baja ganancia de resistencia temprana tiene un efecto benéfico sobre la resistencia también cuando la hidratación se retrasa con el uso de retardadores. Se encontró que los aditivos reductores de agua y retardantes de fraguado son útiles para compensar la reducción de la resistencia a largo plazo del concreto sin aditivos colocado a temperatura alta.^{8.24} Se deberá comprender, sin embargo, que su efecto resulta de la reducción de agua y, por lo tanto, una relación agua/cemento inferior.^{8.14} Por otra parte, la rapidez de pérdida de revenimiento es mayor al emplear estos aditivos.^{8.14}

La figura 8.1 muestra los datos de Price^{8.11} sobre el efecto que provoca la temperatura durante las primeras dos horas después del mezclado en el desarrollo de resistencia del

concreto con una relación agua/cemento de 0.53. El rango de temperaturas investigado fue de 4 a 46 °C y, más allá de la edad de dos horas, todos los especímenes se curaron a 21 °C. Los especímenes fueron sellados para evitar movimiento de humedad. Las pruebas en cilindros curados con humedad durante las primeras 24 horas a 2 °C y a 18 °C, y de ahí en adelante a 18 °C, han mostrado que, a 28 días, los primeros son 10 por ciento más resistentes que los últimos.^{8.80}

Algunos otros datos de prueba están dados abajo, pero las comparaciones directas son difíciles porque se utilizaron distintas combinaciones de temperatura y de tiempo en los diversos estudios. Un aumento en la resistencia de 24 horas del concreto, asociado con una disminución en la resistencia de 28 días, como consecuencia de una temperatura más alta durante las primeras cuatro horas, fue lo observado por Petscharnig^{8.26} (véase la figura 8.2) encontró que el efecto es más pronunciado con un cemento de endurecimiento más rápido y con un contenido más alto de cemento.

Se informó que la temperatura de 38 °C durante las primeras 24 horas da por resultado una pérdida de resistencia a 28 días de 9 a 12 por ciento, en comparación con el mismo concreto curado desde el inicio a 23 °C.^{8.25} el concreto tuvo una resistencia en espécimen cilíndrico normal de 28 MPa.

Una revisión del efecto de una temperatura más alta durante los primeros días sobre la resistencia de cilindros de prueba,^{8.58} en comparación con cilindros curados de una manera normal, ha mostrado una reducción importante en la re-

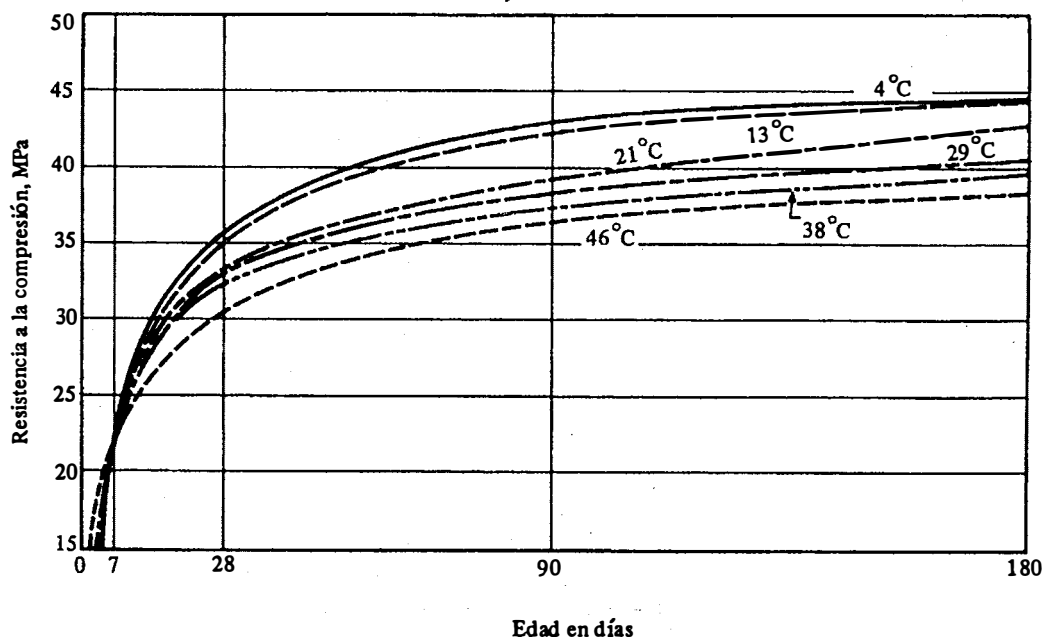


Figura 8.1 Efecto de la temperatura durante las primeras dos horas después del colado sobre el desarrollo de resistencia (todos los especímenes sellados y después de 2 horas curados a 21 °C)^{8.11}

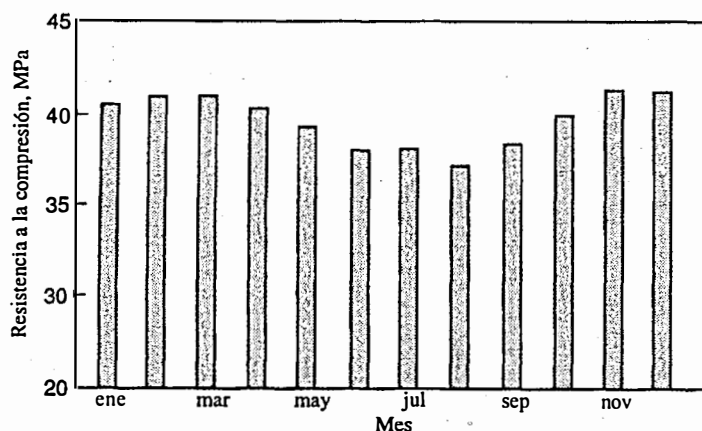


Figura 8.2 Influencia de la temperatura inicial sobre el promedio mensual de la resistencia a la compresión de concreto curado a una temperatura constante desde la edad de cuatro horas en adelante: se puede inferir la temperatura por la época del año cuando se hicieron los especímenes de concreto a ciclo abierto en Austria (con base en la ref. 8.26)

sistencia de 28 días registrada: 1 día a 38 °C da por resultado una reducción del 10 por ciento y 3 días a 38°C dan como resultado una reducción de 22 por ciento.

Algunas pruebas de campo han confirmado la influencia de la temperatura en el momento del colado sobre la resistencia: comúnmente, para un aumento de 5 °C se tiene una disminución de resistencia de 1.9 Mpa.^{8.85}

La influencia de la temperatura en la vida temprana de la pasta de cemento (desde la edad de 24 horas en adelante) sobre la estructura de la pasta de cemento hidratado fue demostrada por Goto y Roy,^{8.113} quienes encontraron que el curado a 60 °C da por resultado un volumen mucho mayor de poros mayores que 150 nm en diámetro, en comparación con un curado a 27 °C. La porosidad total varió en la

dirección opuesta, pero lo que controla la permeabilidad son los poros más grandes, lo cual es de gran importancia respecto a durabilidad.

La influencia de la temperatura de curado sobre la resistencia del concreto (probado después de enfriamiento) a uno y 28 días se muestra en la figura 8.3.^{8.77} Sin embargo, la temperatura en el momento de las pruebas también parece ser un factor de importancia, al menos en el caso de briquetas de pasta de cemento puro (portland ordinario) con una relación agua/cemento de 0.14.^{8.81} La temperatura se conservó constante desde el inicio de la hidratación. Al probarse (a 64 y 128 días) a la temperatura de curado, los especímenes tuvieron una resistencia inferior a temperaturas más altas (figura 8.4); pero, si se enfriaban a 20 °C durante un periodo

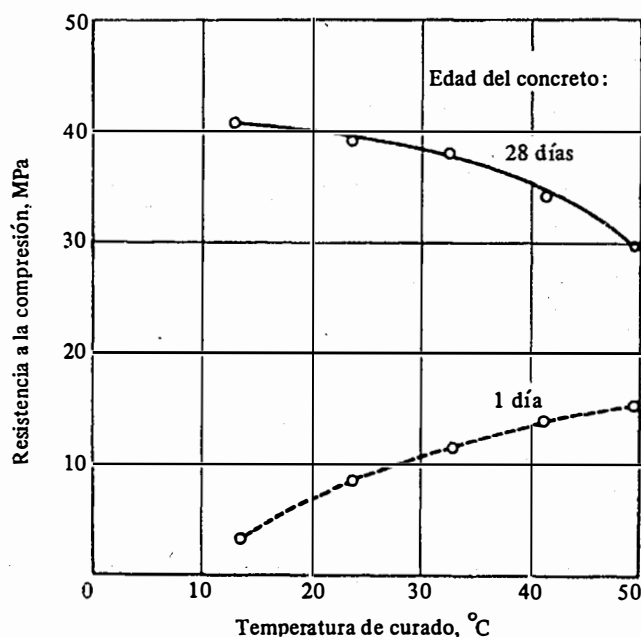


Figura 8.3 Influencia de la temperatura de curado sobre la resistencia a la compresión a 1 y a 28 días (especímenes probados después de enfriados a 23 °C durante un período de dos horas)^{8.77}

Figura 8.4 Relación entre resistencia a la compresión y tiempo de curado de briquetas de pasta de cemento puro a diferentes temperaturas de curado. La temperatura de los especímenes se conservó constante durante el periodo de prueba^{X,XI}

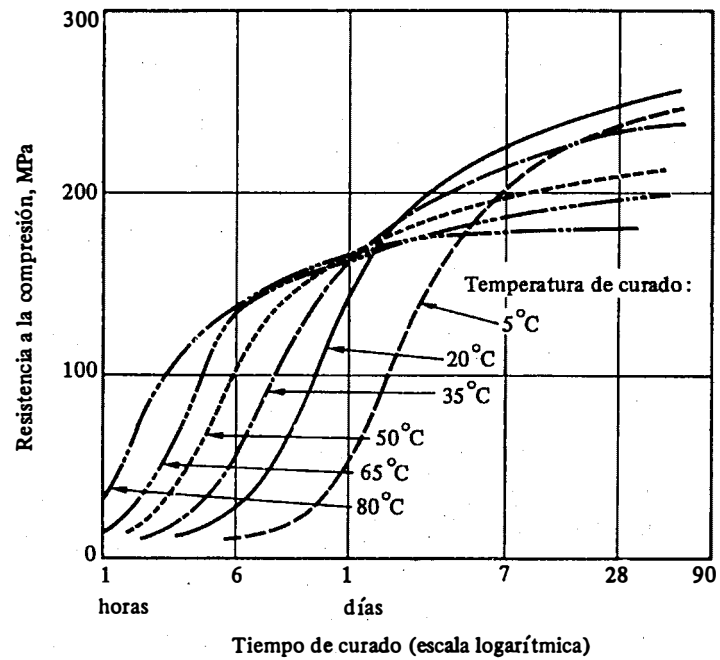
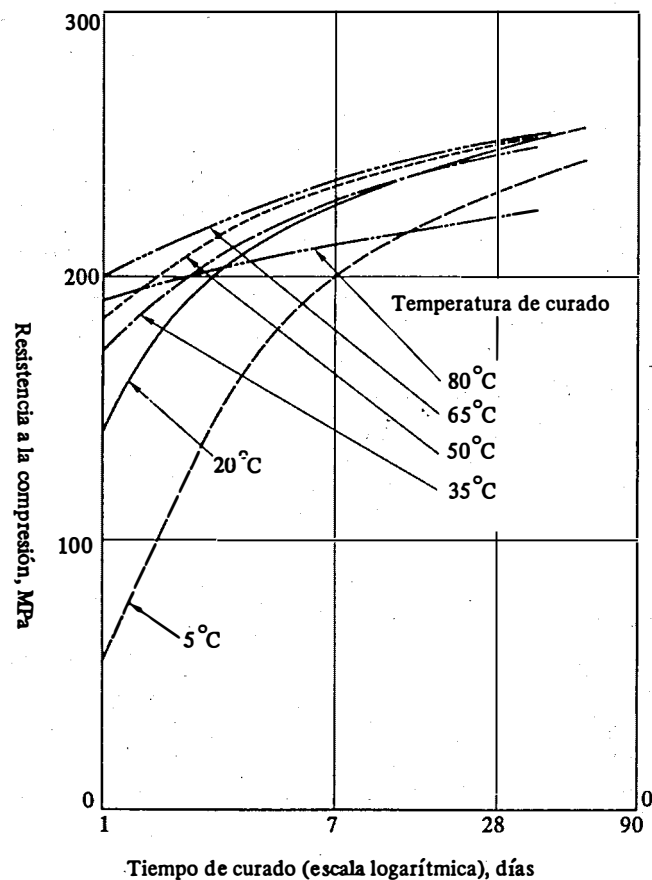


Figura 8.5 Relación entre resistencia a la compresión y tiempo de curado de briquetas de pasta de cemento puro a diferentes temperaturas de curado. La temperatura de los especímenes fue moderada hasta 20 °C a una razón constante por un periodo de dos horas antes de las pruebas (relación agua/cemento = 0.14; cemento tipo I)^{X,XI}



de dos horas antes de la prueba, sólo temperaturas arriba de 65 °C tenían un efecto dañino (figura 8.5).

También se han hecho pruebas en concretos almacenados en agua a diferentes temperaturas durante un período de 28 días, y de allí en adelante a 23 °C.^{8.70} Como en las pruebas de Price, una temperatura más alta dio por resultado una resistencia mayor durante los primeros pocos días después del colado, pero, más allá de la edad de una a cuatro semanas, la situación cambió radicalmente. Todos los especímenes curados a temperaturas entre 4 y 23 °C hasta la edad de 28 días mostraron una resistencia más alta que aquellos curados entre 32 a 49 °C. En los últimos, la regresión fue tanto mayor cuanto más alta había sido la temperatura pero, en el rango de temperaturas más bajas, pareció haber una temperatura óptima que produjo la resistencia más alta. Es interesante observar que aun el concreto colado a 4 °C y almacenado a una temperatura tan baja como -4 °C durante cuatro semanas y después a 23 °C desde la edad de tres meses en adelante, es más resistente que el concreto similar almacenado continuamente a 23 °C. La figura 8.6 muestra curvas típicas para concreto que contiene 307 kg de cemento portland ordinario por metro cúbico de concreto con 4.5 por ciento de aire incluido. Se ha observado un comportamiento similar cuando se utilizan cemento portland de endurecimiento rápido y cemento modificado.

En miembros de concreto con un contenido alto de cemento, como es el caso del concreto de alto desempeño, hay una elevación considerable de temperatura hasta en elementos estructurales ordinarios tales como vigas y columnas. La resistencia a siete días es tanto más alta cuanto mayor es la elevación de la temperatura, por ejemplo, cuan-

do la temperatura era de 20 °C, la resistencia fue de 96 MPa; pero, cuando la temperatura máxima era de 75 °C, la resistencia fue de 115 MPa. Sin embargo, a 28 días, hubo una inversión en los valores de resistencia: la baja temperatura condujo a una resistencia de 122 MPa, mientras que la temperatura alta condujo a una resistencia menor de 112 MPa. Las temperaturas máximas entre 45 y 65 °C condujeron a un aumento ligero de resistencia entre las edades de siete y 28 días.^{8.57}

Con respecto a la resistencia del concreto curado a temperaturas muy bajas, Aitcin y otros^{8.23} hallaron que, siempre que el concreto con una relación agua/cemento entre 0.45 y 0.55 fuera colado y mantenido durante nueve horas a una temperatura no menor de 4 °C, en almacenaje subsecuente en agua de mar a 0 °C condujo a un aumento en resistencia. El aumento fue primero muy lento, pero a la edad de cuatro días, los especímenes inmersos en agua de mar alcanzaron como la mitad de la resistencia de especímenes de curado normal. La diferencia entre las resistencias para las dos condiciones de almacenaje disminuyó gradualmente, llegando después de dos meses a casi 10 MPa; este valor persistió por lo menos un año. El concreto con una relación agua/cemento menor se comportó mejor que los concretos con relaciones agua/cemento mayores.^{8.18, 8.23}

Las pruebas de Klieger^{8.70} indican que hay una temperatura óptima durante la vida temprana del concreto que conducirá a la resistencia más alta a una edad deseada. Para concreto hecho en laboratorio, utilizando cemento portland ordinario o modificado, la temperatura óptima es de aproximadamente 13 °C; para cemento portland de endurecimiento rápido es de casi 4 °C. Sin embargo, no se debe

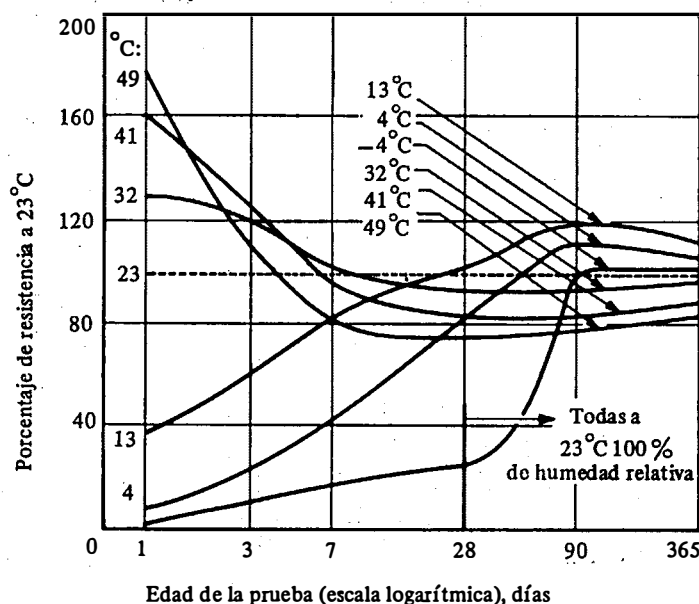


Figura 8.6 Efecto de la temperatura durante los primeros 28 días sobre la resistencia del concreto (relación agua/cemento = 0.41; contenido de aire = 4.5 por ciento; cemento portland ordinario)^{8.70}

olvidar que, más allá del período inicial de fraguado y endurecimiento, la influencia de la temperatura (dentro de ciertos límites) concuerda con la regla de madurez: una temperatura más alta acelera el desarrollo de resistencia.

Las pruebas descritas hasta aquí se hicieron en laboratorio o en condiciones conocidas, pero el comportamiento en obra en un clima cálido puede no ser igual. En este caso, hay algunos factores adicionales que actúan: humedad ambiental, radiación directa del sol, velocidad del viento y método de curado. Se deberá recordar también que la calidad de concreto depende de su temperatura y no de la temperatura del ambiente que lo rodea, así que el tamaño del miembro también entra en el cuadro porque afecta la elevación de temperatura causada por la hidratación del cemento. Asimismo, el curado por inundación en clima ventoso da por resultado una pérdida de calor a causa de la evaporación, así que la temperatura del concreto es más baja que cuando se utiliza un compuesto para sellar. Estos factores se estudian más adelante en el presente capítulo.

Curado con vapor de agua a presión atmosférica

Debido a que un aumento en la temperatura de curado del concreto aumenta su rapidez de desarrollo de resistencia, la ganancia de resistencia se puede acelerar mediante el curado del concreto en vapor de agua. Cuando el vapor de agua está a la presión atmosférica, es decir, la temperatura está debajo de 100 °C, el proceso se puede considerar como un caso especial de curado en el cual la atmósfera saturada de

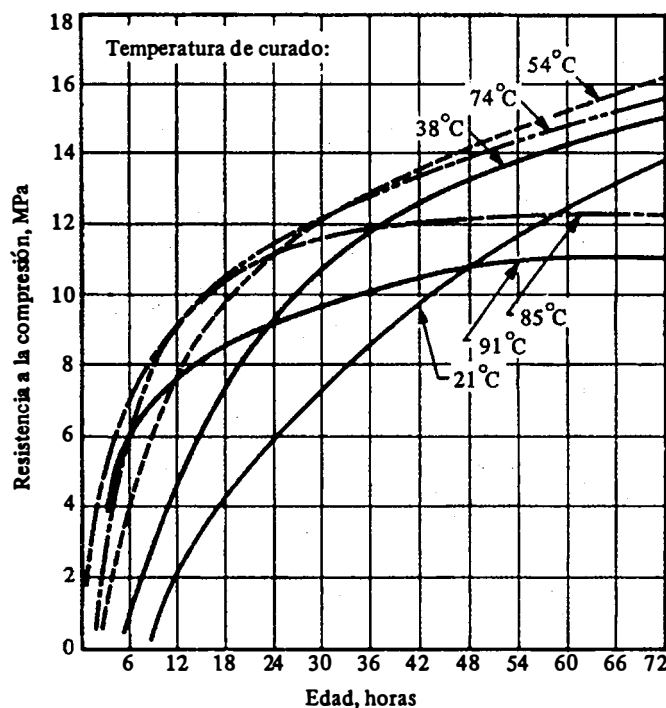
vapor asegura el abastecimiento de agua. Además, la condensación del vapor libera calor latente. El curado con vapor de agua a alta presión (acción de autoclave) es una operación enteramente diferente y se considera en la sección que sigue.

El objetivo primordial del curado con vapor de agua es obtener una resistencia temprana suficientemente alta para que los productos de concreto se puedan manejar pronto después de colar: que las cimbras se puedan quitar, o la cama de presforzado se pueda dejar vacante, antes que en el caso del curado ordinario de humedad, y que se requiera menos espacio de almacenaje para curado; todo esto significa una ventaja económica. Para muchas aplicaciones, la resistencia del concreto a largo plazo es de importancia menor.

A causa de la naturaleza de las operaciones que comprende el curado con vapor de agua, el proceso se utiliza principalmente en productos prefabricados. El curado con vapor de agua a baja presión se aplica normalmente en cámaras especiales o en túneles a través de los cuales los miembros de concreto viajan sobre una banda transportadora. En forma alterna, se pueden colocar cajas portátiles o cubiertas plásticas sobre los miembros prefabricados, siendo el vapor de agua abastecido por tubos flexibles.

A causa de la influencia de la temperatura durante las etapas tempranas de endurecimiento sobre la resistencia posterior, se tiene que llegar a un compromiso entre las temperaturas que dan una resistencia temprana alta y una resistencia posterior alta. La figura 8.7 muestra valores típicos de resistencia de concreto hecho con cemento modificado (tipo II) y una relación agua/cemento de 0.55; el curado con vapor de

Figura 8.7 Resistencia del concreto curado en vapor de agua a temperaturas diferentes (relación agua/cemento = 0.55; curado con vapor de agua inmediatamente después del colado)^{8,71}



agua se aplicó inmediatamente después de colar. Se observó regresión de resistencia a largo plazo.

Una explicación probable, posiblemente parcial, de la reducción de la resistencia a largo plazo del concreto curado con vapor de agua reside en la presencia de grietas muy finas causadas por la expansión de burbujas de aire en la pasta de cemento; la expansión térmica del aire es al menos de dos órdenes de magnitud mayor que el material sólido que está alrededor. Se restringe la expansión de burbujas de aire para que el aire se sujete a presión y, para equilibrar esta presión, se inducen esfuerzos de tensión en la pasta de cemento que está alrededor. Estos esfuerzos pueden inducir grietas muy finas. Por lo tanto, no estamos tratando estrictamente con una pérdida de resistencia a largo plazo sino con una pérdida en todas las edades.^{8.82} Sin embargo, hasta la edad de 28 días, esta pérdida está enmascarada por los efectos benéficos que tiene sobre la resistencia una temperatura más alta durante el curado.

El papel de las burbujas de aire que se expanden, así como el del agua, está demostrado indirectamente por el coeficiente muy alto de expansión térmica del concreto fresco (30×10^{-6}), en comparación con el coeficiente después de cuatro horas (11.5×10^{-6}) de que informó Mamillan.^{8.37}

Los efectos destructores de la expansión de burbujas de aire se pueden reducir con un período prolongado de retraso antes del curado (durante el cual aumenta la resistencia de tensión del concreto) o por una rapidez más baja de elevación de la temperatura (a medida que se iguala el aumento en la presión de aire con un aumento en la resistencia de la pasta de cemento que está alrededor). En forma alterna, se puede

usar calentamiento en cimbra cerrada o en cámaras de presión.^{8.82} Con periodos de curado de corto plazo (dos a cinco horas) y temperaturas moderadas, hay probablemente poca regresión real de resistencia, y la aparente baja resistencia en edades posteriores se debe a la ausencia de curado húmedo prolongado.^{8.83}

Puesto que el efecto adverso del curado con vapor de agua sobre la resistencia a largo plazo del concreto surge a partir de los cambios en la porosidad y en el tamaño de poros de la pasta de cemento hidratado, se puede esperar que el curado con vapor de agua afecte la durabilidad del concreto; esto se analiza en la página 337.

Para reducir al mínimo la regresión a largo plazo de la resistencia, se deberán controlar dos aspectos de un ciclo de curado con vapor: el retraso del comienzo del calentamiento y la rapidez de elevación de temperatura.

Puesto que es la temperatura en el momento del fraguado la que tiene mayor influencia sobre la resistencia en todas las edades, es ventajosa un retraso en la aplicación del curado con vapor. En la figura 8.8, graficada por Saul^{8.72} a partir de los datos de Shideler y Chamberlin,^{8.73} se puede obtener alguna indicación respecto a la influencia de la demora en el calentamiento sobre la resistencia. El concreto utilizado se hizo con cemento del tipo II, y tuvo una relación agua/cemento de 0.6. La línea sólida muestra la ganancia de resistencia del concreto curado con humedad a la temperatura ambiente graficada contra la madurez. Las líneas punteadas se refieren a diferentes temperaturas de curado entre 38 y 85 °C, y la cifra junto a cada punto denota la demora en ho-

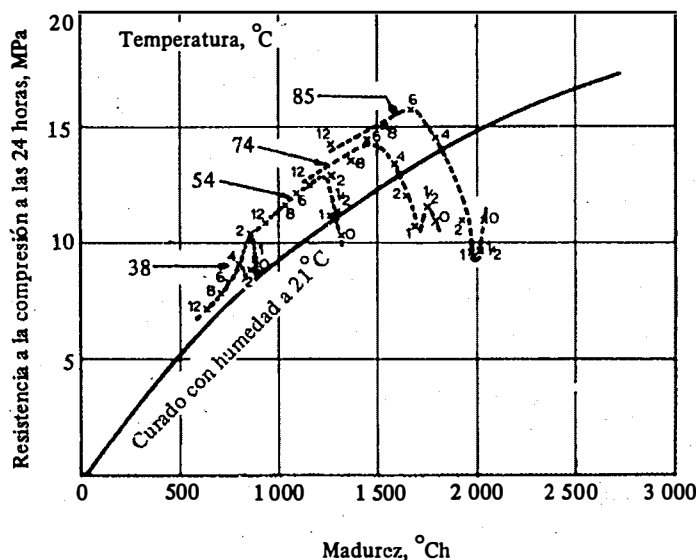


Figura 8.8 Efecto del retraso del curado con vapor de agua sobre la ganancia temprana de resistencia con la madurez.^{8.72} Las cifras pequeñas indican el retraso en horas antes del curado a la temperatura indicada.

ras antes de que la temperatura de curado más alta se aplique súbitamente.

En la figura 8.8, se puede ver, en cada temperatura de curado, una parte de la curva que muestra una rapidez normal de ganancia de resistencia con la madurez. En otras palabras, después de una demora suficiente, el calentamiento rápido no tiene efecto adverso. Este retraso es de aproximadamente de 2, 3, 5, y 6 horas, respectivamente, para 38, 54, 74, y 85°C. Sin embargo, si el concreto se expone a la temperatura más alta con un retraso menor, la resistencia es afectada adversamente, como se muestra por la porción derecha de cada curva punteada; este efecto es tanto más serio cuanto más alta es la temperatura de curado. Sin un periodo de retraso, la pérdida en la resistencia de 28 días del concreto con una relación agua/cemento de 0.50, curado con vapor de agua a 75 °C, puede ser hasta de 40 por ciento.^{8.37}

Un argumento adicional que apoya la necesidad del periodo de retraso es que éste permite al yeso reaccionar con C₃A. A temperaturas más altas, la solubilidad del yeso decrece, de suerte que es posible que parte del mismo no reaccione con C₃A y lo haga sólo más tarde, causando una reacción expansiva del tipo conocido como ataque de sulfatos (véase la página 34).^{8.31} Esta opinión no se ha confirmado.

La figura 8.8 también muestra que, no más allá de pocas horas del colado, la rapidez de ganancia de resistencia es más alta que la que se esperaría a partir de los cálculos de madurez. Esto confirma la observación anterior de que la edad a la cual se aplica una temperatura más alta es un factor importante en la regla de la madurez.

La longitud deseable del periodo de retraso (cuando la temperatura ambiente deberá igualar la del concreto) depende del tamaño y de la forma de los elementos de concreto que se están curando con vapor, del contenido de agua del concreto y del tipo de cemento: cuando la rapidez de endurecimiento es lenta, el retraso deberá ser más grande. Sin embargo, si un área superficial grande se halla expuesta, se puede requerir rociado por nebulización para evitar agrietamiento por contracción plástica. La orientación sobre la selección del periodo de retraso está dado en ACI 517. 2R-87 (Revisado en 1992).^{8.27}

También se ha de controlar la rapidez subsecuente de elevación de temperatura, lo que depende de la naturaleza de las unidades de concreto, para evitar el desarrollo de altos gradientes de temperatura en el concreto. Es necesaria una solución por ensayo y error. ACI 517.2R -87 (Revisado en 1992)^{8.27} recomienda que la rapidez varíe entre 33 °C por hora para unidades pequeñas y 11 °C por hora para unidades grandes. La rapidez de elevación de temperatura tiene

poco efecto sobre la resistencia a largo plazo, pero la temperatura máxima es un factor importante: una temperatura de 70 a 80 °C da por resultado una reducción en la resistencia de 28 días de casi 5 por ciento.^{8.27}

Este efecto tiene que equilibrarse, en condiciones económicas, por el hecho de que una temperatura máxima menor requiere un periodo más largo de curado con vapor. Sin embargo, debe observarse que el abastecimiento de calor no necesita continuar una vez que la temperatura del concreto se ha estabilizado al valor máximo; este intervalo de tiempo recibe el nombre de "remojado".

Al periodo de curado con vapor de agua a la temperatura máxima sigue el enfriamiento. Éste puede ser rápido en el caso de unidades pequeñas, pero en unidades grandes, el enfriamiento rápido puede conducir al agrietamiento superficial. Un curado húmedo suplementario puede ser provechoso para impedir el secado rápido y mejorar el aumento subsecuente de resistencia.^{8.83} El concreto con una relación agua/cemento menor responde al curado con vapor de agua mucho mejor que una mezcla con una relación agua/cemento mayor.

En resumen, un ciclo de curado está compuesto por un periodo de retraso, también conocido como *periodo de prefra-guado*, un periodo de elevación de temperatura y un periodo de enfriamiento, seguido posiblemente por un curado húmedo. Se escogen ciclos prácticos de curado como un compromiso entre los requerimientos de resistencia tempranos y tardíos pero también están regidos por el tiempo disponible (p. ej., duración de los turnos de trabajo). Las consideraciones económicas determinan si el ciclo de curado deberá adaptarse a una mezcla dada de concreto o, alternativamente, si debe escogerse la mezcla para adaptarse a un ciclo conveniente de curado con vapor de agua. Aunque los detalles de un ciclo óptimo de curado dependen del tipo de producto de concreto de que se trate, un ciclo satisfactorio típico estaría formado por lo que sigue:^{8.27} un periodo de retraso de dos a cinco horas, calentamiento a la razón de 22 a 44 °C por hora hasta una temperatura máxima de 50 a 82 °C, seguido de almacenaje a máxima temperatura, y, por último, un periodo de enfriamiento; el ciclo total excluido el periodo de retraso ocupa preferiblemente no más de 18 horas.

Para el concreto que va a estar expuesto a condiciones agresivas, la Norma Europea ENV 206: 1992 impone límites más severos a la temperatura máxima y a la rapidez de elevación de temperatura.

El concreto con agregado de peso ligero se puede calentar entre 82 y 88 °C, pero el ciclo óptimo no es diferente del es-

tablecido para concreto hecho con agregado de peso normal.^{8.79}

El curado con vapor de agua se ha empleado satisfactoriamente con tipos diferentes de cemento, y también con cementos mezclados, pero nunca se debe usar con cemento de alta alúmina debido al efecto adverso de las condiciones calientes y húmedas sobre la resistencia de este cemento. El curado con vapor de agua del concreto hecho con ceniza volante acelera la reacción puzolánica con $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pero sólo arriba de una temperatura de 88 °C. Una situación similar se logra con escoria de alto horno granulada y molida en la mezcla arriba de 60 °C. Un incremento en la finura de la escoria (arriba de 600 m²/kg) es provechoso con respecto a los efectos del curado con vapor de agua sobre la resistencia.^{8.28} La escoria también conduce a una reducción del tamaño promedio de los poros de la pasta de cemento curado con vapor de agua.^{8.28}

Curado con vapor de agua a alta presión (autoclave)

Este proceso es enteramente diferente del curado en vapor de agua a la presión atmosférica, tanto en lo que respecta al método de ejecución como a la naturaleza del concreto resultante.

Puesto que se trata de presiones arriba de la atmosférica, la cámara de curado debe ser del tipo de recipiente de presión con un abastecimiento de vapor húmedo; no se debe permitir el contacto de vapor sobrecalentado con el concreto por-

que causaría el secado de éste. Tal recipiente es conocido como autoclave.

El curado con vapor de agua a alta presión fue empleado primero en la manufactura de ladrillo de arena y caliza y de concreto celular de peso ligero, y todavía se utiliza ampliamente para ese propósito. En el campo del concreto, el curado con vapor de agua de alta presión suele aplicarse a productos prefabricados, generalmente pequeños, pero también a miembros de armadura de puente (hechos tanto de concreto de peso normal como de peso ligero) cuando se requieren algunas de las características siguientes:

- ☐ Alta resistencia temprana: con curado con vapor de agua de alta presión, la resistencia de 28 días en curado normal se puede alcanzar en 24 horas; se ha informado de resistencias de 80 a 100 MPa.^{8.29}
- ☐ alta durabilidad: el curado con vapor de agua de alta presión mejora la resistencia del concreto a los sulfatos y a otras formas de ataque químico, también a congelación y deshielo, y reduce la eflorescencia; y
- ☐ contracción por secado y movimiento de humedad reducidos.

Se ha hallado experimentalmente una temperatura óptima de curado de casi 177 °C,^{8.75} lo cual corresponde a una presión de vapor de 0.8 MPa arriba de la presión atmosférica.

El curado con vapor de agua es lo más efectivo cuando se agrega sílice finamente molido al cemento, debido a las reacciones químicas entre el sílice y el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ liberadas en la hidratación de C_3S (véase la figura 8.9). Los cementos ricos en C_3S tienen una capacidad mayor para desarrollar

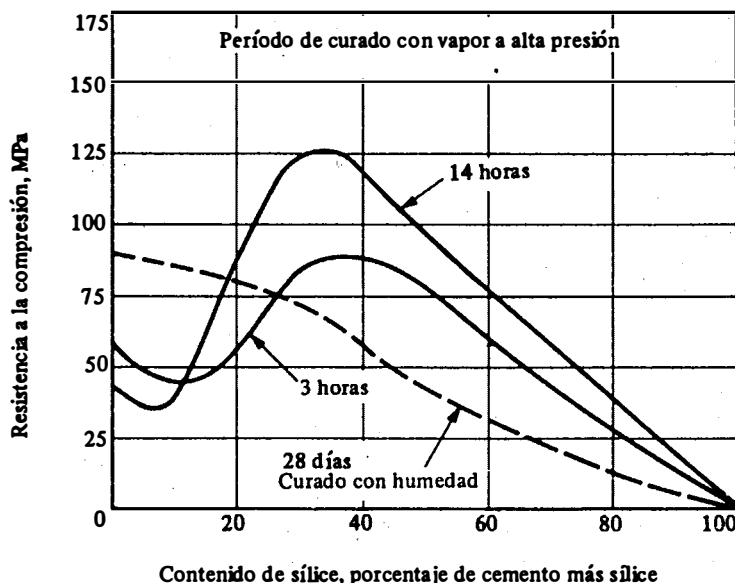


Figura 8.9 Influencia del contenido de sílice pulverizado sobre la resistencia del concreto curado con vapor de agua a alta presión (edad al comienzo del curado, 24 horas; temperatura de curado, 117 °C)^{8.75}

alta resistencia al ser curados a alta presión que aquellos con un alto contenido de C_2S , aunque, para periodos cortos de curado con vapor de agua a alta presión, los cementos con una relación moderadamente baja de C_3S/C_2S dan buenos resultados.^{8.76} La temperatura alta durante el curado afecta también las reacciones de hidratación del cemento mismo. Por ejemplo, algo del C_3S puede hidratar en C_3SH_x .

La finura de la sílice deberá ser al menos igual a la del cemento; se observó que una finura mayor que $600 \text{ m}^2/\text{kg}$,^{8.29} condujo a un aumento de resistencia de 7 a 17 por ciento en comparación con sílice que tenía una finura de $200 \text{ m}^2/\text{kg}$. El cemento y la sílice se deben mezclar íntimamente antes de ser introducidos en la mezcladora. La cantidad óptima de sílice depende de las proporciones de la mezcla, pero está generalmente entre 0.4 y 0.7 de la masa del cemento.

Es esencial que la rapidez de calentamiento durante el curado con vapor de agua a alta presión no sea demasiado alta, puesto que la interferencia con los procesos de fraguado y endurecimiento puede ocurrir en forma similar a la analizada en conexión con el curado con vapor de agua a presión atmosférica. Un ciclo típico de vaporización se compone de un aumento gradual hasta la temperatura máxima de 182°C (lo cual corresponde a una presión de 1 MPa) por un período de tres horas. Seguido de cinco a ocho horas a esta temperatura, y después un alivio de presión de alrededor de 20 a 30 minutos. Una descarga rápida acelera el secado del

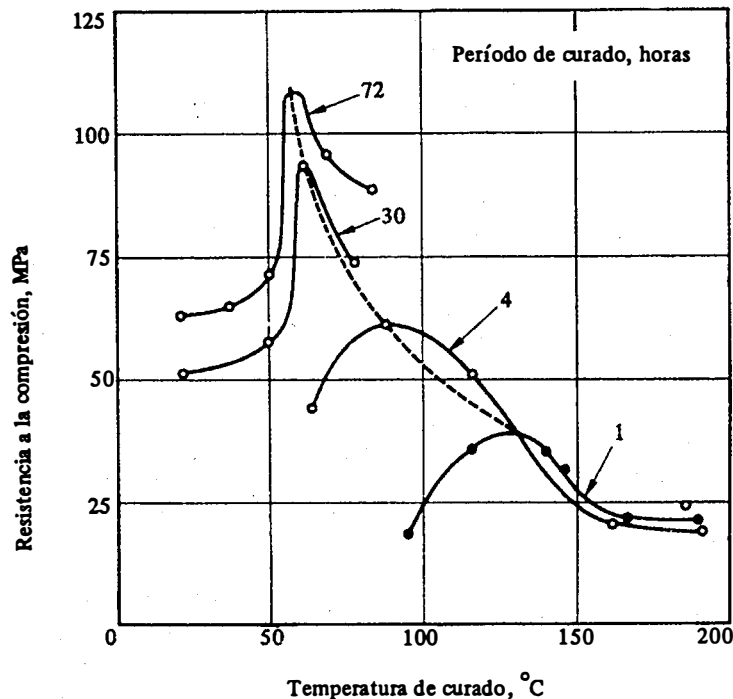
concreto de manera que la contracción *in situ* se reducirá. Para cada temperatura hay un período óptimo de curado (véase la figura 8.10).^{8.84}

Vale la pena recalcar que un período muy largo de curado a una temperatura menor baja conduce a una resistencia máxima óptima que cuando se aplica temperatura alta por un tiempo breve. Para un período cualquiera de curado, existe una temperatura que conduce a una resistencia óptima. También, para un conjunto dado de materiales, es posible trazar una línea que una los puntos de resistencia óptima en varios períodos de curado y la temperatura de curado,^{8.84} esto se muestra en la figura 8.10.

En la práctica, los detalles del ciclo de vaporización dependen de la planta utilizada y también del tamaño de los miembros de concreto que se están curando. La extensión del período de curado normal que precede a la colocación en la autoclave no afecta la calidad del concreto curado con vapor, y la elección de un período conveniente es guiado por la rigidez de la mezcla, que debe ser lo bastante fuerte para soportar el manejo. En el caso de concretos de peso ligero, los detalles de la vaporización se han de determinar experimentalmente para adaptarse a los materiales empleados.

El curado con vapor se deberá aplicar a concretos hechos con cemento portland solamente: la alta temperatura afecta-

Figura 8.10 Desarrollo de la resistencia del concreto a diferentes temperaturas de curado para varios periodos de curado.^{8.84}



ría adversamente a los cementos de alta alúmina y supersulfatados.

Dentro del grupo portland, el tipo de cemento afecta la resistencia, pero no necesariamente de la misma manera que a temperaturas normales; sin embargo, no se ha hecho ningún estudio sistemático. A pesar de eso, se sabe que la escoria de alto horno granulada y molida puede causar problema si tiene un alto contenido de azufre. El curado con vapor a alta presión acelera el endurecimiento del concreto que contiene cloruro de calcio, pero el aumento relativo de resistencia es menor que cuando no se utiliza cloruro de calcio.

El curado con vapor de agua a alta presión produce una pasta de cemento hidratado de baja superficie específica, alrededor de $7,000 \text{ m}^2/\text{kg}$. Puesto que la superficie específica de pasta curada con vapor de agua a alta presión es entonces sólo de alrededor de $1/20$ de la del cemento curado a temperatura ordinaria, parece que nada más 5 por ciento de la pasta curada a alta presión se puede clasificar como gel. Esto quiere decir que los productos de hidratación son gruesos y altamente microcristalinos. Por esta razón, el concreto curado con vapor de agua a alta presión tiene una contracción considerablemente reducida, de alrededor de $1/6$ a $1/3$ de la del concreto curado a temperaturas normales. Cuando se agrega sílice a la mezcla, la contracción es mayor, pero todavía sólo como la mitad de la contracción del concreto curado normalmente. Por contraste, debido a que el curado con vapor de agua a baja presión no produce una pasta microcristalina de cemento hidratado, no se obtiene ninguna reducción de contracción. La fluencia también se reduce significativamente por el curado con vapor de agua a alta presión.

Los productos de hidratación del cemento sujeto a curado con vapor de agua a alta presión, así como aquellos de las reacciones secundarias de cal y sílice, son estables, y no hay regresión de resistencia. A la edad de un año, la resistencia del concreto curado normalmente es aproximadamente la misma que la del concreto curado con vapor de agua a alta presión de proporciones similares de mezcla. La relación agua/cemento afecta la resistencia del concreto curado con vapor de agua a alta presión de la manera usual, pero los valores reales de resistencia temprana difieren, por supuesto, de los del curado ordinario. El coeficiente de expansión térmica y el módulo de elasticidad del concreto no parecen afectados por el curado con vapor de agua de alta presión.^{8.75}

El curado con vapor de agua de alta presión mejora la resistencia del concreto al ataque de sulfatos. Esto es a causa de diversas razones, siendo la principal la formación de aluminatos más estables en presencia de sulfatos que aquellos for-

mados a temperaturas menores. Por esta razón, el mejoramiento relativo de la resistencia al ataque de sulfatos es mayor en cementos con un alto contenido de C_3A que en cementos que son resistentes a sulfatos. Otra condición importante es la reducción de cal en la pasta de cemento como resultado de la reacción de cal-sílice. El mejoramiento adicional de la resistencia a los sulfatos se debe al aumento de resistencia y a la menor permeabilidad del concreto curado con vapor de agua, y también a la existencia de hidratos en una forma bien cristalizada.

El curado con vapor de agua de alta presión reduce la eflorescencia y no hay cal que quede para ser lixiviada.

El concreto curado con vapor de agua a alta presión tiende a ser bastante frágil. El curado con vapor de agua a alta presión puede reducir la resistencia en adherencia con acero de refuerzo liso pero no con varillas corrugadas. Se ha informado de la buena resistencia al impacto del concreto curado con vapor de agua a alta presión.^{8.86} En general, el curado con vapor de agua de alta presión produce concreto de buena calidad, denso y durable. Su apariencia blanquecina lo distingue del color característico del concreto de cemento portland de curado normal.

Otros métodos de curado térmico

Actualmente existen varios otros métodos para aplicar calor al concreto con el propósito de acelerar la ganancia de resistencia. Todos son especializados y aplicables sólo en ciertos casos. Por esta razón, sólo se hará una breve mención a continuación.

El método de *mezcla caliente* depende de la elevación de la temperatura del concreto fresco hasta al menos 32°C . La resistencia a largo plazo se reduce consecuentemente en 10 a 20 por ciento en comparación con el concreto curado normalmente, pero la cimbra se puede remover en pocas horas después del colado. La elevación de la temperatura se realiza ya sea por calentamiento del agregado, y también del agua, o por inyección de vapor de agua dentro de la mezcladora. En cualquier caso, se requiere cuidado en el control del contenido total de agua de la mezcla. Es necesaria una cimbra térmica o aislante.

Se tienen varios métodos de *curado eléctrico*. En uno, la corriente eléctrica pasa a través del concreto fresco entre electrodos externos. La corriente debe ser alterna, pues la corriente directa conduciría a hidrólisis de la pasta de cemento. En otro método, una corriente grande a bajo voltaje pasa a través del acero de refuerzo del miembro de concreto. En un tercer método, se emplean grandes mantas eléctricas para calentar la superficie de las losas. Otro método más

utiliza alambres de resistencia aislados embebidos en el miembro de concreto; después del curado, se cortan y se dejan en el concreto.

El curado con radiación infrarroja se utiliza en algunos países. La cimbra de acero también se puede calentar eléctricamente o a través de agua o aceite circulantes. Los diversos métodos de curado especializados se estudian en ACI 517.2R-87^{8.27} y en algunas otras publicaciones.^{8.35, 8.36, 8.37}

Propiedades térmicas del concreto

Las propiedades térmicas del concreto interesan por una variedad de razones, en seguida se dan ejemplos. La conductividad y difusividad térmicas tienen importancia para el desarrollo de gradientes de temperatura, deformaciones térmicas, alabeo y agrietamiento en la vida muy temprana del concreto, y son también relevantes para el aislamiento térmico proporcionado por el concreto en servicio. El conocimiento de la expansión térmica del concreto se requiere en el diseño de juntas de expansión y contracción, en la provisión del movimiento de soporte de puentes, tanto horizontal como vertical, y en el diseño de estructuras estáticamente indeterminadas sujetas a variación de temperatura. Este conocimiento se requiere también en la evaluación de gradientes térmicos en el concreto, y en el diseño de miembros de concreto presforzado. El comportamiento a temperaturas altas debe conocerse en casos especiales y también en la consideración de los efectos del fuego. Los efectos térmicos en el concreto masivo son de interés especial y serán analizados en una sección posterior.

Conductividad térmica

La conductividad térmica mide la capacidad para conducir calor y se define como la relación del flujo de calor respecto

del gradiente de temperatura. La conductividad térmica se mide en joules por segundo por metro cuadrado de área del cuerpo cuando la diferencia de temperatura es de 1 °C por metro de espesor del cuerpo.

La conductividad del concreto ordinario depende de su composición, y cuando el concreto está saturado, la conductividad varía generalmente entre alrededor de 1.4 y 3.6 J/m² s °C/m.^{8.10} La densidad no afecta apreciablemente a la conductividad del concreto ordinario, pero, debido a la baja conductividad del aire, la conductividad térmica del concreto de peso ligero varía con su densidad^{8.87} (véase la figura 13.16). Los valores típicos de conductividad se presentan en la tabla 8.1. Scanlon y McDonald^{8.10} han aportado datos más extensos, y también ACI 207.1R.^{8.53} A partir de la tabla 8.1, podemos ver que el carácter mineralógico del agregado afecta de manera importante la conductividad del concreto que lo contiene. En términos generales, el basalto y la traquita tienen una conductividad baja, la dolomita y la piedra caliza están en el rango medio, y el cuarzo exhibe la conductividad más alta, la que también depende de la dirección del flujo de calor con relación a la orientación de los cristales. En general, la cristalinidad de la roca aumenta su conductividad.

El grado de saturación del concreto es un factor principal, porque la conductividad del aire es más baja que la del agua. Por ejemplo, en el caso del concreto de peso ligero, un aumento de 10 por ciento en el contenido de humedad aumenta la conductividad por alrededor de la mitad. Por otra parte, la conductividad del agua es menos de la mitad que de la pasta de cemento hidratado, así que cuanto más bajo es el contenido de agua de la mezcla, tanto más alta es la conductividad del concreto endurecido.

Una dificultad práctica frecuente es conocer el contenido real de humedad del concreto. Loudon y Stacey^{8.97} supusieron que eran típicos los valores de contenido de hume-

Tabla 8.1 Valores típicos de conductividad térmica del concreto (seleccionados de la ref. 8.10)

Tipo de agregado	Densidad de agregado mojado		Conductividad	
	kg/m ³	lb/pie ³	J/m ² s °C/m	Btu/pie ² h °F/pie
Cuarcita	2440	152	3.5	2.0
Dolomita	2500	156	3.3	1.9
Piedra caliza	2450	153	3.2	1.8
Arenisca	2400	150	2.9	1.7
Granito	2420	151	2.6	1.5
Basalto	2520	157	2.0	1.2
Baritas	3040	190	2.0	1.2
Lutita expandida	1590	99	0.85	0.5

dad en por ciento por volumen, que se presentan en la parte superior de la tabla 8.2 y; sobre esa base, recomendaron el empleo de los valores de conductividad dados en la tabla 8.2.

La conductividad es poco afectada por la temperatura del medio ambiente a la sombra. A temperaturas más altas, la variación de conductividad es compleja. Aumenta lentamente con un aumento de la temperatura hasta un máximo de alrededor de 50 a 60 °. Con la pérdida de agua del concreto a medida que la temperatura aumenta hasta 120 °C, la conductividad decrece notablemente. A temperaturas que sobrepasan de 120 a 140 °C, el valor de la conductividad tiende a estabilizarse:^{8.37} a 800 °C es casi la mitad del valor a 20 °C.^{8.98}

La conductividad térmica suele calcularse a partir de la difusividad, al ser esta última más fácil de medir, pero una determinación directa de la conductividad es por supuesto posible. Sin embargo, el método de prueba puede afectar el valor obtenido. Por ejemplo, los métodos de estado estable (placa caliente o caja caliente) producen la misma conductividad térmica para concreto seco, pero dan un valor dema-

siado bajo para concreto húmedo porque el gradiente de temperatura causa migración de humedad. Por esta razón, es preferible determinar la conductividad del concreto húmedo por métodos transitorios; la prueba del alambre caliente se ha encontrado satisfactoria.^{8.99}

Difusividad térmica

La difusividad representa la razón a la cual pueden suceder cambios de temperatura dentro de una masa, y es así un índice de la facilidad con la que el concreto puede experimentar cambios de temperatura. La difusividad, δ, se relaciona simplemente con la conductividad K mediante la ecuación:

δ = K / cp

Donde

c es el calor específico, y p es la densidad del concreto.

A partir de esta expresión, se puede ver que la conductividad y la difusividad varían en forma directa. A causa de esta

Tabla 8.2 Valores de conductividad térmica recomendados por Loudon y Stacey^{8.97}

Contenido de humedad por volumen (%)		Conductividad, J/m ² s° C/m (Btu/pie ² °F/pie)									
		Para concreto protegido de la intemperie					Para concreto expuesto a la intemperie				
		5	5	5	2.5	8	8	8	8	5	
Masa unitaria											
kg/m ³	lb/pie ³	Concreto aireado	Concreto de peso ligero con escoria expandida	Concreto de peso ligero con arcilla expandida o ceniza volante aglutinada	Concreto con agregado de peso normal	Concreto aireado	Concreto de peso ligero con escoria expandida	Concreto de peso ligero con arcilla expandida o ceniza volante aglutinada		Concreto con agregado de peso normal	
320	20	0.109 (0.063)	0.087 (0.050)	0.130 (0.075)		0.123 (0.071)	0.100 (0.058)	0.145 (0.084)			
480	30	0.145 (0.084)	0.116 (0.067)	0.173 (0.100)		0.166 (0.096)	0.130 (0.075)	0.187 (0.108)			
640	40	0.203 (0.117)	0.159 (0.092)	0.230 (0.133)		0.223 (0.129)	0.173 (0.100)	0.260 (0.150)			
800	50	0.260 (0.150)	0.203 (0.117)	0.303 (0.175)		0.273 (0.158)	0.230 (0.133)	0.332 (0.192)			
960	60	0.315 (0.182)	0.260 (0.150)	0.376 (0.217)		0.360 (0.208)	0.289 (0.167)	0.433 (0.250)			
1120	70	0.389 (0.225)	0.315 (0.182)	0.462 (0.267)		0.433 (0.250)	0.360 (0.208)	0.519 (0.300)			
1280	80	0.476 (0.275)	0.389 (0.225)	0.562 (0.325)		0.533 (0.308)	0.433 (0.250)	0.635 (0.367)			
1440	90		0.462 (0.267)	0.678 (0.392)							
1600	100		0.549 (0.317)	0.794 (0.459)	0.706 (0.408)					0.808 (0.467)	
1760	110		0.649 (0.375)	0.952 (0.550)	0.838 (0.484)					0.952 (0.550)	
1920	120				1.056 (0.610)					1.194 (0.690)	
2080	130				1.315 (0.760)					1.488 (0.860)	
2240	140				1.696 (0.980)					1.904 (1.100)	
2400	150				2.267 (1.310)					2.561 (1.480)	

relación directa, la difusividad es afectada por el contenido de humedad del concreto, que depende del contenido original de agua de la mezcla, del grado de hidratación del cemento y de la exposición a secado.

El rango de valores típicos de difusividad del concreto común está entre 0.002 y 0.006 m²/h, lo que depende del tipo de agregado utilizado. Los siguientes tipos de rocas se mencionan en el orden de difusividad creciente: basalto, caliza y cuarcita.^{8.10}

La medición de la difusividad consiste esencialmente en la determinación de la relación entre tiempo y el diferencial de temperatura entre el interior y la superficie de un espécimen de concreto (ambos inicialmente a la misma temperatura) cuando se introduce un cambio de temperatura en la superficie. Los pormenores de procedimiento y de cálculo están dados en U.S. Bureau of Reclamation Procedure 4909-92.^{8.8} A causa de la influencia de la humedad del concreto sobre sus propiedades térmicas, la difusividad se deberá medir en especímenes con el contenido de humedad que existirá en la estructura real.

Calor específico

El calor específico, el cual representa la capacidad térmica del concreto, es poco afectado por el carácter mineralógico del agregado, pero aumenta considerablemente con un aumento en el contenido de humedad del concreto. El calor específico aumenta con un aumento de la temperatura y con una disminución de la densidad del concreto.^{8.110} El rango de valores comunes para concreto ordinario está entre 840 y 1,170 J/kg por °C. El calor específico del concreto se determina por métodos físicos elementales.

Otra propiedad térmica del concreto, que es de interés al considerar los efectos del fuego, es la *absorbencia térmica*. Ésta se define como $(Kpc)^{1/2}$, donde K es conductividad térmica, p es la densidad, y c es el calor específico. En un informe se dio a la absorbencia térmica del concreto de peso normal^{8.33} el valor de 2,190 J/m² s^{1/2} por °C. Para concreto de peso ligero con una densidad de 1,450 kg/m³, el valor es 930 J/m² s^{1/2} por °C.

Coefficiente de expansión térmica

Igual que casi todos los materiales de ingeniería, el concreto tiene un coeficiente positivo de expansión térmica, pero su valor depende tanto de la composición de la mezcla como de su estado de humedad en el momento del cambio de temperatura.

La influencia de las proporciones de mezcla surge del hecho de que los dos constituyentes principales del concreto, la pasta de cemento hidratado y el agregado, tienen coeficientes térmicos disímiles y el coeficiente del concreto es una resultante de los dos valores. El coeficiente lineal de expansión térmica de la pasta de cemento hidratado varía de 11×10^{-6} a 20×10^{-6} por °C,^{8.88} y es más alto que el coeficiente del agregado. En términos generales, el coeficiente del concreto es una función del contenido de agregado de la mezcla (tabla 8.3) y del coeficiente del agregado mismo.^{8.89} La influencia del último factor es fácil de ver a partir de la figura 8.11, y la tabla 8.4 da los valores del coeficiente de expansión térmica de concretos de 1:6 hechos con agregados diferentes.^{8.90} La importancia de la diferencia entre los coeficientes del agregado y de la pasta de cemento hidratado se estudió en la página 102. Aquí, se puede agregar que esta diferencia^{8.5, 8.34} puede tener un efecto perjudicial cuando se combina con otras acciones. Se ha informado que el choque térmico que produce un diferencial de temperatura de 50 °C entre la superficie del concreto y su núcleo causa agrietamiento.^{8.114}

La influencia de la condición de humedad se aplica al componente de pasta y se debe al hecho de que el coeficiente térmico está compuesto de dos movimientos: el coeficiente cinético verdadero y la presión de expansión. La última surge de una disminución de la tensión capilar del agua retenida por la pasta de cemento hidratado^{8.91} y del agua adsorbida en ella, con un aumento en la temperatura.^{8.40}

La parte del coeficiente de expansión térmica que depende de la humedad no incluye el movimiento de agua libre fuera, o dentro, del concreto, el cual da por resultado, respectivamente, contracción y expansión. Puesto que la respuesta relacionada con la humedad respecto de los cambios de temperatura toma tiempo, la parte resultante del coeficiente de expansión térmica se puede determinar sólo cuando se ha alcanzado el equilibrio. Ninguna expansión es posible, sin embargo, cuando la pasta de cemento está seca, es decir, los capilares son incapaces de abastecer de agua al gel. Asimismo, cuando la pasta de cemento hidratada está saturada,

Tabla 8.3 Influencia del contenido de agregado en el coeficiente de expansión térmica^{8.94}

Relación de cemento/arena	Coefficiente de expansión térmica lineal a la edad de 2 años
	10 ⁻⁶ por °C
Cemento puro	18.5
1:1	13.5
1:3	11.2
1:6	10.1

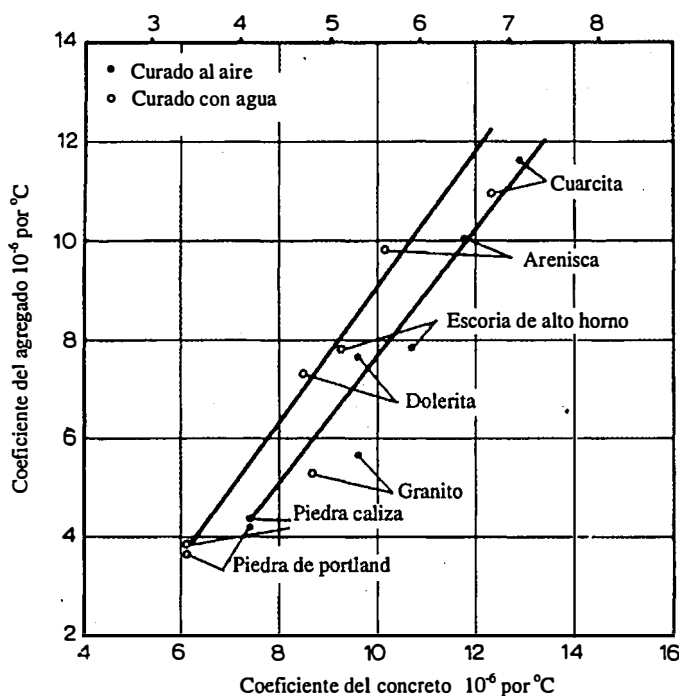


Figura 8.11 Influencia del coeficiente lineal de expansión térmica del agregado sobre el coeficiente de expansión térmica de un concreto de 1:68.90 (Crown copyright)

no existen capilares por menisco y por lo tanto no hay efecto de cambio en temperatura. Se sigue que, en esos dos extremos, el coeficiente de expansión térmica es más bajo que cuando la pasta está saturada parcialmente. Cuando la pasta está autodesecada, el coeficiente es más alto porque no hay suficiente agua para que ocurra un libre cambio de humedad entre poros capilares y de gel después del cambio de temperatura.

Cuando la pasta saturada se calienta, la difusión de humedad desde los poros del gel hasta los capilares, a un contenido

de agua de gel, es contrarrestada parcialmente por contracción conforme el gel pierde agua, de manera que el coeficiente aparente es menor.^{8.100} Inversamente, al enfriarse, la contracción debida a la difusión de humedad desde los poros capilares hasta los poros del gel, a un contenido de agua de gel, es contrarrestada parcialmente por la expansión que ocurre cuando el gel absorbe agua.^{8.100}

Los valores reales se muestran en la figura 8.12, y se puede ver que, para pastas jóvenes, el coeficiente es máximo a una humedad relativa de aproximadamente 70 por ciento. La

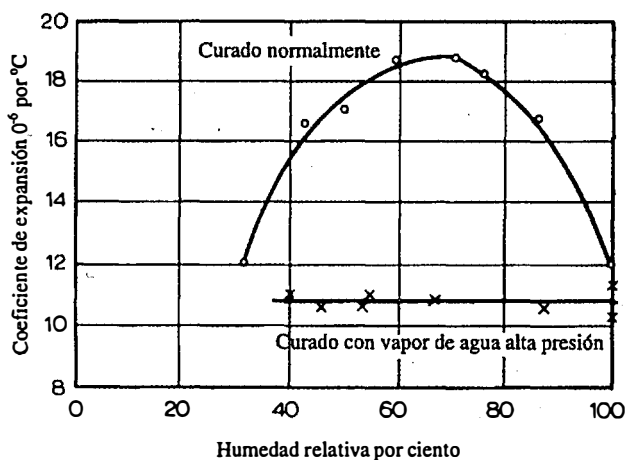
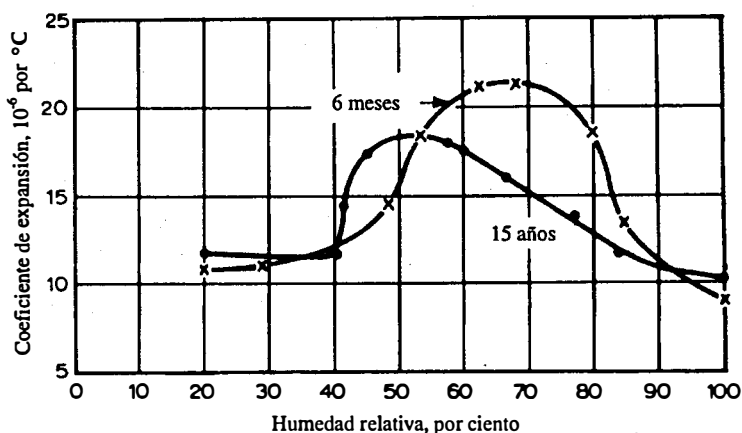


Figura 8.12 Relación entre humedad relativa ambiental y el coeficiente lineal de expansión térmica de pasta de cemento puro curada normalmente y curada con vapor de agua a alta presión^{8.88}

Figura 8.13 El coeficiente de expansión térmica lineal de pasta de cemento puro a edades diferentes^{8.88}



humedad relativa a la cual el coeficiente es máximo decrece con la edad, casi a 50 por ciento para pastas de cemento hidratado muy viejas^{8.88} (figura 8.13). Además, el coeficiente disminuye con el tiempo debido a una reducción en la presión potencial de expansión por causa de un aumento en la cantidad de material "cristalino" en la pasta endurecida. Al usar concreto saturado, Wittmann y Lukas^{8.107} confirmaron la disminución del coeficiente con la edad cuando la temperatura está arriba de la congelación. Tal variación del coeficiente de expansión térmica no se encuentra en la pasta de cemento curado con vapor de agua a alta presión porque ésta no contiene gel (figura 8.12). Sólo los valores determinados en especímenes saturados o desecados se pueden considerar que representan el coeficiente "verdadero" de expansión térmica, pero son los valores a humedades intermedias los que son aplicables a muchos concretos sujetos a condiciones prácticas.

La composición química y la finura del cemento afectan a la expansión térmica sólo en la medida en que influyen en las propiedades del gel a edades tempranas. La presencia de huecos de aire no es una condición que afecte los resultados.

Las figuras 8.12 y 8.13 se refieren a pastas de cemento puro, pero los efectos son manifiestos también en el concreto; sin embargo, aquí la variación del coeficiente es menor puesto que sólo el componente de la pasta es afectado por la humedad relativa y por el envejecimiento. Las mediciones del coeficiente de expansión térmica del concreto de una viga a la intemperie han confirmado que el coeficiente varía con el contenido de humedad del concreto y es más alto (tanto quizás como 10^{-6} por °C) cuando el concreto se está secando.^{8.39} Para el mismo concreto, se halló que el coeficiente de expansión térmica era 11×10^{-6} por °C en invierno y 13×10^{-6} por °C en verano.^{8.39}

Tabla 8.4 Coeficiente de expansión térmica de concretos de 1:6 hechos con agregados diferentes^{8.90} (Crown copyright)

Tipo de agregado	Coeficiente lineal de expansión térmica		
	Concreto curado al aire	Concreto curado con agua	Concreto curado al aire y mojado
	10^{-6} por °C	10^{-6} por °C	10^{-6} por °C
Grava	13.1	12.2	11.7
Granito	9.5	8.6	7.7
Cuarcita	12.8	12.2	11.7
Dolita	9.5	8.5	7.9
Arenisca	11.7	10.1	8.6
Piedra caliza	7.4	6.1	5.9
Piedra de portland	7.4	6.1	6.5
Escoria de alto horno	10.6	9.2	8.8
Escoria expandida	12.1	9.2	8.5

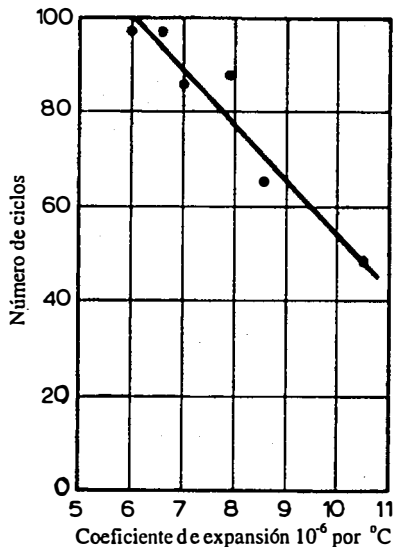


Figura 8.15 Relación entre el coeficiente de expansión térmica lineal y el número de ciclos de calentamiento y enfriamiento requeridos para producir una reducción de 75 por ciento en el módulo de ruptura^{8.89}

temperatura más baja cuando el aumento de la temperatura ocurre lentamente.^{8.32} La razón de esto es la pérdida de agua de la pasta de cemento hidratado y posiblemente el colapso interno. Sin embargo, el agregado tiene un coeficiente

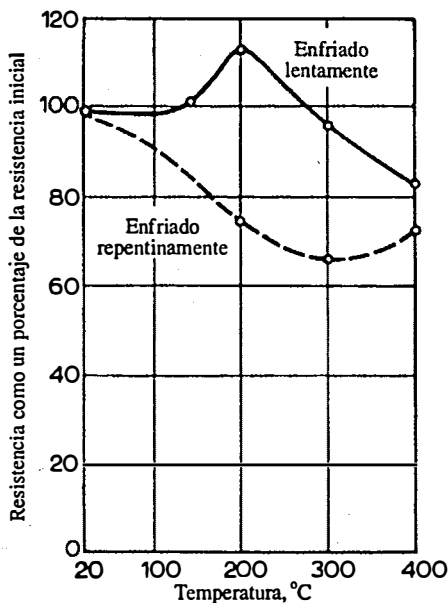


Figura 8.16 Efecto de la rapidez de enfriamiento sobre la resistencia del concreto hecho con un agregado de arenisca y calentado previamente a temperaturas diferentes^{8.93}

positivo de expansión térmica a todas las temperaturas; y este efecto domina la expansión del concreto, el cual se expande con un aumento de temperatura hasta valores altos. Los valores del coeficiente de expansión térmica a temperaturas altas aparecen en la tabla 8.5.^{8.92}

En el otro extremo, la temperatura cercana a la congelación da por resultado un valor mínimo positivo del coeficiente de expansión térmica; a temperaturas menores, el coeficiente aumenta otra vez, y en verdad, algo mayor que a la temperatura ambiente.^{8.107} La figura 8.14 muestra los valores del coeficiente para pasta de cemento hidratada saturada y probada en aire saturado. En concreto ligeramente seco después de un período de curado inicial y luego almacenado a una humedad relativa de 90 por ciento y probado a esa humedad, la disminución del coeficiente de expansión térmica a temperaturas bajas está ausente (figura 8.14).

Pruebas de laboratorio han mostrado que los concretos con coeficiente más alto de expansión térmica son menos resistentes a los cambios de temperatura que los concretos con un coeficiente menor.^{8.89} La figura 8.15 muestra los resultados de pruebas sobre concreto calentado y enfriado repetidamente entre 4 y 60 $^{\circ}\text{C}$ en una proporción de 2.2 $^{\circ}\text{C}$ por minuto. Sin embargo, los datos no son suficientes para que el coeficiente de expansión térmica sea considerado una medida cuantitativa de la durabilidad del concreto sujeto a cambios de temperatura frecuentes y rápidos (compárese con la página 102).

No obstante, los cambios rápidos de temperatura, generalmente más rápidos que los encontrados en condiciones normales, pueden conducir al deterioro del concreto: la figura 8.16 muestra los efectos del enfriamiento repentino después de calentamiento a la temperatura indicada.^{8.93}

Resistencia del concreto a las temperaturas altas y resistencia al fuego

Los informes sobre pruebas destinadas a establecer el efecto de la exposición a alta temperatura, hasta de alrededor de 600 $^{\circ}\text{C}$, dan resultados que varían ampliamente. Las razones para esto incluyen: diferencias en el esfuerzo que actúa sobre el concreto mientras se está calentando, y diferencias en la condición de humedad del concreto mientras se está calentando; diferencias en la duración de la exposición a la alta temperatura; y las diferencias en las propiedades del agregado. En consecuencia, las generalizaciones válidas globalmente son difíciles. Además, el conocimiento de la resistencia del concreto se puede requerir para diferentes condiciones prácticas de exposición; por ejemplo, en el

caso de fuego, la exposición a la temperatura alta es sólo de unas pocas horas de duración, pero el flujo de calor es grande y así lo es la masa de concreto sujeto a él. Inversamente, al cortar concreto con una lanza térmica, la exposición a la alta temperatura es sólo de unos pocos segundos de duración y el flujo de calor aplicado es muy bajo. A continuación, se mencionarán datos de pruebas de varias investigaciones, los que se interpretarán a la luz de los comentarios precedentes.

Las resistencias a la compresión y a la tensión indirecta del concreto, hecho con agregado de piedra caliza, expuesto a una temperatura alta durante un período de uno a ocho meses se muestran en la figura 8.17.^{8.45} Los especímenes probados fueron cilindros de 100 mm por 200 mm, curados con humedad durante 28 días, almacenados en el laboratorio durante 16 semanas. En seguida fueron calentados a razón de hasta 20 °C por hora en condiciones tales que podía ocurrir pérdida de agua del concreto. De la figura 8.17, se puede ver que, con relación a la resistencia antes de la exposición a la temperatura alta, existe una pérdida sostenida de resistencia con un aumento de temperatura. La pérdida relativa de resistencia a la compresión es ligeramente menor a la relación agua/cemento de 0.60 que a la relación agua/cemento de 0.45; esta tendencia no necesariamente continúa hacia abajo a la relación de agua/cemento de 0.33.^{8.42} Sin embargo, las mezclas más pobres manifiestan sufrir una pérdida relativamente más baja que las mezclas más ricas.^{8.95}

La influencia de la relación agua/cemento sobre la pérdida de resistencia no es notable en la resistencia a la tensión indirecta; la pérdida de esta resistencia es similar a la de la resistencia a la compresión.^{8.45} Se puede agregar que no se observó ningún efecto de la duración de la exposición (entre uno y ocho meses). Tampoco hubo ninguna diferencia en la pérdida relativa de resistencia entre concreto hecho

con cemento portland solamente y concreto que contenía ceniza volante o escoria de alto horno granulada y molida.^{8.45}

Pruebas adicionales hechas por los mismos investigadores^{8.42} mostraron que un incremento en la duración de la exposición a una temperatura de 150°C o más alta, de dos a 120 días, incrementa la pérdida de resistencia a la compresión. Sin embargo, la mayor parte de la pérdida ocurre tempranamente.^{8.42} Pruebas^{8.44} sobre el concreto con agregado basáltico mostraron que la mayor parte de la pérdida de resistencia ocurre dentro de las 2 horas del incremento de temperatura. Se debe notar, sin embargo, que la temperatura de la exposición no es necesariamente la misma que la temperatura dentro del concreto, así que se debe señalar una vez más que los detalles de los métodos de prueba influyen en la medición de las pruebas, pero esos detalles no siempre pueden ser completamente apreciados a partir de la descripción publicada de esas pruebas. Todos esos factores conducen a una banda amplia de la pérdida de resistencia como función de la temperatura, como se muestra en la tabla 8.6.

El concreto de agregado de peso ligero exhibe una mucho menor pérdida de resistencia a la compresión que el concreto de peso normal; se ha informado sobre una resistencia residual de al menos 50 por ciento después de una expansión a 600 °C.^{8.112}

Pruebas^{8.48} en concreto de alta resistencia (89 MPa) sugieren una mayor pérdida relativa de resistencia que en el caso del concreto con resistencia normal. Lo que más importa con respecto al concreto de alto desempeño, que contiene humo de sílice, es la ocurrencia de desprendimiento explosivo asociado con temperatura alta. Hertz^{8.47} observó esto en el concreto calentado a temperaturas superiores a 300 °C aun a una rapidez relativamente baja de incremento

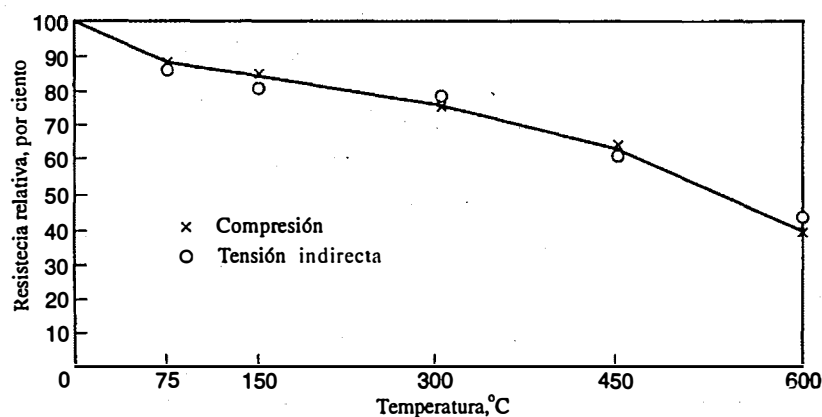


Figura 8.17 Influencia de la exposición a temperatura alta sobre las resistencias a la compresión y a la tensión indirecta de concreto hecho con una relación agua/cemento de 0.45 expresada como un porcentaje de la resistencia antes de la exposición (basada en ref.8.45)

Tabla 8.6 Resistencia a la compresión como porcentaje de resistencia de 28 días a temperatura normal (con base en ref. 8.44)

Temperatura máxima, °C	20	200	400	600	800
Variación de resistencia residual, (%)	100	50-92	45-83	38-69	20-36

de temperatura de 60 °C por hora, la cual es un orden de magnitud más bajo que en un incendio. El desprendimiento explosivo se confirmó en pruebas sobre concreto que contenía humo de sílice y tenía una relación agua/cemento de 0.26.^{8.43} Esto podría parecer sorprendente ya que el volumen de agua comprendido es pequeño, pero, por otro lado, la permeabilidad es extremadamente baja.

Se puede establecer de manera más general que el riesgo de desprendimiento explosivo es tanto más alto cuanto más baja es la permeabilidad del concreto y más alta es la rapidez de incremento de temperatura. Una observación asociada es que la pérdida de resistencia a temperaturas más altas es mayor en concreto saturado que en concreto seco, y el contenido de humedad en el momento de la aplicación de la carga es el responsable de la diferencia.^{8.101}

La influencia del contenido de humedad sobre la resistencia es manifiesta también en pruebas de incendio hechas al concreto, en las que la humedad excesiva en el momento del incendio es la causa primaria de desprendimiento. En general, el contenido de humedad es la condición más importante que determina su comportamiento estructural a temperaturas altas.^{8.111} En miembros de concreto masivo, el movimiento de humedad es extremadamente bajo, de manera que los efectos de una temperatura alta, mientras se impide pérdida de agua, pueden ser más serios que en miembros delgados.

Uno de los cambios que ocurren a medida que la temperatura se eleva hasta alrededor de 400 °C es la descomposición del hidróxido de calcio, de manera que se deja cal a consecuencia del secado.^{8.7} Sin embargo, si después del enfriamiento ingresa agua dentro del concreto, la rehidratación de la cal puede ser destructora; así el daño se manifiesta por sí mismo subsecuentemente al incendio. Desde este punto de vista, es provechosa la inclusión de puzolanas en la mezcla, las cuales remueven hidróxido de calcio.

Aunque es el comportamiento del concreto lo que tiene interés práctico, el comportamiento global del concreto puede enmascarar algunos de los cambios que ocurren en especímenes pequeños de pasta de cemento hidratado. Las pruebas^{8.46} sobre especímenes de pasta que tenían una relación agua/cemento de 0.30 y curado húmedo durante 14 semanas, calentados y probados en compresión mientras estaban calientes, mostraron una disminución de resistencia con un aumento de temperatura hasta 120 °C. A tempe-

raturas más altas, se encontró que la resistencia era aproximadamente igual al valor original. Esta resistencia se mantuvo hasta 300 °C. Sin embargo, a temperaturas todavía más altas, hay una disminución severa y progresiva de la resistencia. La resistencia no perjudicada a temperaturas intermedias es atribuida por Días y otros^{8.46} a la desaparición de la presión (véase la página 25) y a la densificación del gel. En concreto, tales cambios estarían limitados por la dificultad de secado efectivo.

Módulo de elasticidad a temperaturas altas

El comportamiento de las estructuras es muchas veces dependiente del módulo de elasticidad del concreto, y la temperatura afecta fuertemente a este módulo. El patrón de la influencia de la temperatura sobre el módulo de elasticidad se muestra en la figura 8.18. Para concreto curado en masa, no hay diferencia en el módulo en el rango de 21 hasta 96 °C,^{8.56} pero el módulo de elasticidad se reduce a temperaturas que exceden 121 °C.^{8.56} Sin embargo, cuando el agua puede ser expulsada del concreto, hay una disminución progresiva del módulo de elasticidad entre alrededor de 50 y 800 °C (véase la figura 8.18);^{8.43, 8.104} la relajación de adherencias puede ser un factor en esto. El alcance de la disminución en el módulo depende del agregado empleado, pero una generalización sobre este asunto es difícil. En términos amplios, la variación de resistencia y de módulo con la temperatura ocurre de la misma manera.

Comportamiento del concreto en el fuego

Aunque se ha hecho referencia al fuego en varias ocasiones, el tratamiento pleno de la resistencia del concreto al fuego es un tema que queda fuera del alcance de este libro porque la resistencia al fuego se aplica en realidad a un elemento de edificación más bien que a un material de edificación. Sin embargo, podemos decir, en general, que el concreto tiene buenas propiedades con respecto a la resistencia al fuego; es decir, el concreto no es combustible. El período de tiempo en el cual el concreto continúa funcionando satisfactoriamente bajo el fuego es relativamente alto, y no hay emisión de emanaciones tóxicas. Los criterios pertinentes de rendimiento son: capacidad para soportar carga, resistencia a la penetración de llamas y resistencia a la transferencia de calor cuando el concreto se utiliza como material

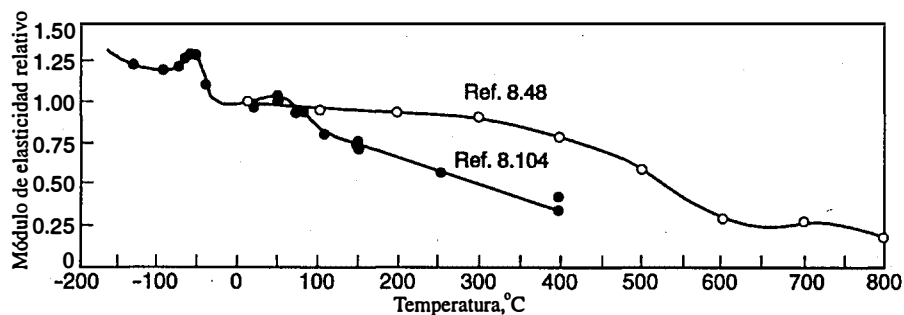


Figura 8.18 Influencia de la temperatura sobre el módulo de elasticidad de concreto (basada en refs. 8.48 y 8.104)

de protección para el acero. Smith^{8.6} ha escrito una revisión general de la resistencia del concreto al fuego.

En la práctica, lo que se requiere del concreto estructural es que preserve la acción estructural durante un periodo de tiempo deseado (conocido como límite de operación con fuego). Esto es distinto de ser resistente al calor.^{8.78} Al considerar el comportamiento del concreto como un material, deberemos notar que el fuego introduce altos gradientes de temperatura y, como resultado, las capas superficiales calientes tienden a separarse y desprenderse del interior del cuerpo más frío. La formación de grietas se ve favorecida en las juntas, en partes del concreto pobremente compactadas, o en los planos de varillas de refuerzo; una vez que el acero

de refuerzo ha quedado expuesto, conduce el calor y acelera la acción de la alta temperatura.

El tipo de agregado influye en la respuesta del concreto a temperatura alta. La pérdida de resistencia es considerablemente más baja cuando el agregado no contiene sílice (algunas formas del cual sufren cambio), p. ej., piedra caliza, rocas ígneas básicas, y particularmente ladrillo triturado y escoria de alto horno. El concreto con una conductividad térmica baja tiene una mejor resistencia al fuego, de manera que, por ejemplo, el concreto de peso ligero resulta más durable que el concreto ordinario sujeto a fuego.

Es interesante observar que la grava dolomítica conduce a una muy buena resistencia del concreto al fuego. La razón de esto es que la calcinación del agregado de carbonato es

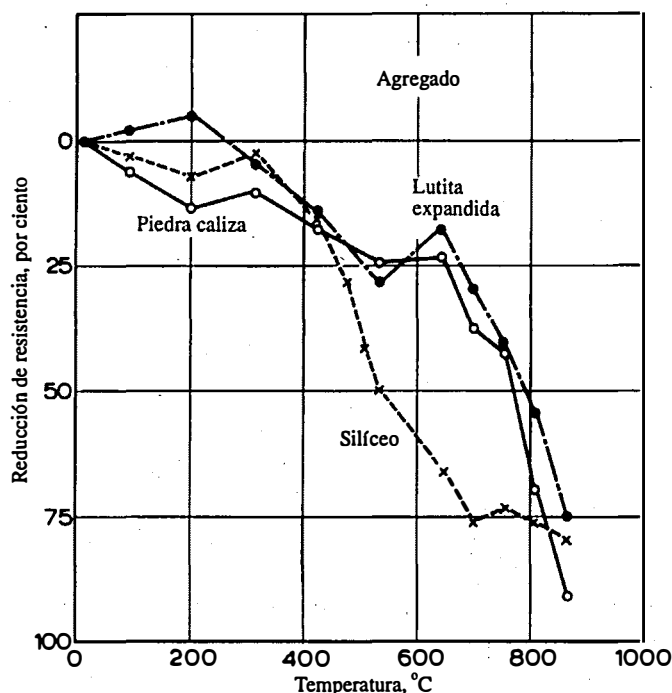


Figura 8.19 Reducción de resistencia a la compresión de concreto calentado sin aplicación de carga y luego probado caliente; resistencia inicial promedio de 28 MPa^{8.108}

endotérmica;^{8.103} en consecuencia, se absorbe el calor y se dilata a una elevación adicional de temperatura. También, el material calcinado tiene una densidad más baja y por lo tanto proporciona una medida de aislamiento artificial. Este efecto es importante en miembros gruesos. Por otro lado, si hay presencia de piritas en el agregado, la oxidación lenta a aproximadamente 150 °C causa desintegración del agregado y, consecuentemente la ruptura del concreto.^{8.42}

Abrams^{8.108} confirmó que, a temperaturas mayores de alrededor de 430 °C, el concreto de agregado silíceo pierde una proporción mayor de su resistencia que los concretos hechos con piedra caliza o agregados de peso ligero pero, una vez que la temperatura ha alcanzado unos 800 °C, la diferencia desaparece (figura 8.19). Para propósitos prácticos, alrededor de 600 °C se puede considerar la temperatura limitante para la integridad estructural del concreto hecho con cemento portland; a temperaturas más altas, se ha de emplear concreto refractario (véase la página 71). La temperatura relevante es la del concreto mismo y no la de la llama o de los gases.

Con todos los agregados, se encontró que el porcentaje de pérdida de resistencia era independiente del nivel original de resistencia, pero la sucesión de calentamiento y carga tiene influencia en la resistencia residual. Específicamente, el concreto calentado bajo carga retiene la proporción más alta de su resistencia, mientras que el calentamiento de los especímenes sin carga conduce a la resistencia más baja del

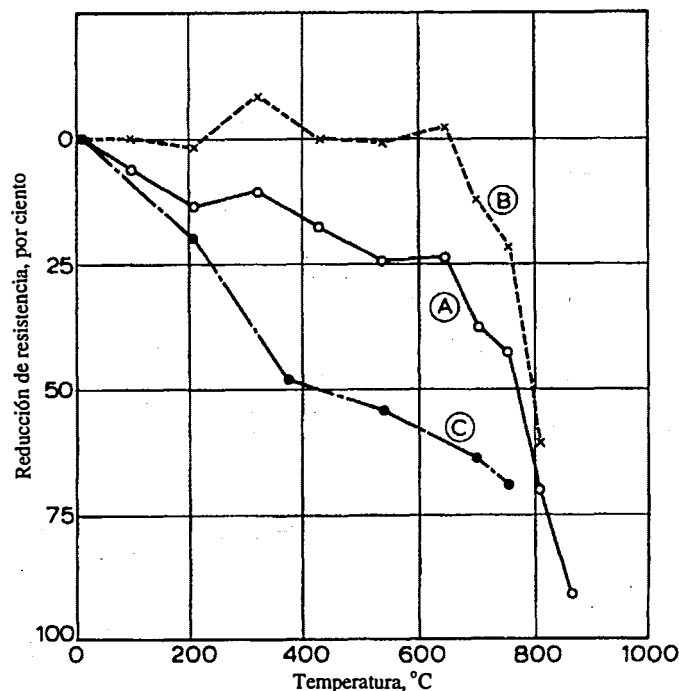
concreto enfriado posteriormente. La aplicación de carga mientras el concreto está todavía caliente conduce a valores intermedios. Los resultados típicos se muestran en la figura 8.20 (la figura 2.9 puede también ser de interés).

La aplicación de agua en un incendio es equivalente a enfriamiento repentino: esto causa una reducción grande en la resistencia porque se establecen gradientes de temperatura severos en el concreto.

Los concretos hechos con agregado silíceo o piedra caliza muestran un cambio de color con la temperatura. Puesto que este cambio es dependiente de la presencia de ciertos compuestos de hierro, hay alguna diferencia en la respuesta de concretos diferentes. El cambio de color es permanente, así que la temperatura máxima durante un incendio se puede estimar *a posteriori*. La serie de colores es aproximadamente como sigue: rosado o rojo, entre 300 y 600 °C; gris, hasta alrededor de 900 °C; y color crema, arriba de 900 °C.^{8.93} Así, la resistencia residual se puede juzgar aproximadamente: por lo regular, el concreto cuyo color ha cambiado más allá del rosado es sospechoso, y el concreto que está más allá de la etapa del gris es pulverizable y poroso.^{8.1}

Se han hecho esfuerzos para determinar la temperatura máxima que el concreto ha alcanzado durante un incendio por medio de la medición de la reducción de termoluminiscencia. Ésta es una señal de luz que es una función de la tempe-

Figura 8.20 Reducción de la resistencia a la compresión de concreto hecho con agregado de piedra caliza: (A) calentado sin aplicación de carga y luego probado caliente; (B) calentado con una relación inicial esfuerzo/resistencia de 0.4 y luego probado caliente; (C) calentado sin aplicación de carga y probado después de siete días de almacenaje a 21 °C.^{8.108}



ratura. Sin embargo, la producción de luz es afectada por la duración de la exposición a la temperatura alta, de manera que la reducción de la resistencia del concreto expuesto al fuego durante un período prolongado puede ser considerablemente subestimada.^{8.41}

La aplicación deliberada de temperatura muy alta sobre un área pequeña se emplea en limpieza por llama de superficies de concreto. Esto no daña al concreto más allá de la profundidad removida, la cual es de 1 a 2 mm siempre que el soplete se mueva a la rapidez necesaria.^{8.109} En tales circunstancias, aun cuando la temperatura de llama sea de casi 3,100 °C, la temperatura máxima del concreto no sobrepasa los 200 °C.

Resistencia del concreto a temperaturas muy bajas

El desarrollo de resistencia del concreto a temperaturas superiores de -11 °C se considera en la página 305, siendo ésta la temperatura más baja a la cual sucede la hidratación y ocurre una ganancia de resistencia. Sin embargo, ahora existen situaciones prácticas de exposición a temperaturas criogénicas de concreto que se ha endurecido a temperatura normal; este es, por ejemplo, el caso en tanques de almacenamiento para gas natural licuado cuya temperatura de ebullición es -162 °C. El efecto de estas temperaturas muy bajas se va a considerar ahora.

A temperaturas que varían desde el punto de congelación del agua hacia abajo hasta alrededor de -200 °C, la resistencia del concreto es marcadamente más alta que a la temperatura del ambiente o a la sombra. La resistencia a la compresión puede ser tan alta como de dos a tres veces la

resistencia a la temperatura normal cuando el concreto está húmedo mientras está siendo enfriado, pero la resistencia a la compresión del concreto secado al aire aumenta mucho menos.

La diferencia en el aumento de resistencia entre concretos mojado y seco se relaciona con la formación de hielo en la pasta de cemento hidratado. La temperatura de congelación del gel de agua es tanto más baja cuanto más pequeño es el tamaño de poros, de manera que toda el agua adsorbida llega a congelarse a una temperatura entre -80 y -95 °C. Puesto que el hielo puede resistir esfuerzo, a diferencia del agua a la que reemplaza, el concreto congelado tiene una porosidad efectiva extremadamente baja y, en consecuencia, una resistencia alta. La resistencia del hielo y su coeficiente de expansión térmica varían con la temperatura, de manera que los cambios que ocurren en la pasta de cemento hidratado son complejos.^{8.49}

En el concreto no expuesto a temperatura baja, los poros vacíos permanecen vacíos, de modo que el aumento en resistencia es bajo.

El patrón en la relación entre resistencia a la compresión y temperatura, para concreto de agregado de peso ligero tanto húmedo como secado al aire, se muestra en la figura 8.21. Los datos que corresponden a la resistencia a la tensión indirecta se muestran en la figura 8.22. A partir de esta figura, se puede ver que el aumento en la resistencia a la tensión ocurre principalmente entre -7 y -87 °C. También el aumento relativo de la resistencia a la tensión del concreto secado al aire es menor que el aumento relativo de resistencia a la compresión. Los datos de las figuras 8.21 y 8.22 se refieren a concreto de agregado de peso ligero el cual, para propósitos criogénicos, tiene la ventaja de buenas propiedades de aislamiento. Sin embargo, en concreto de peso

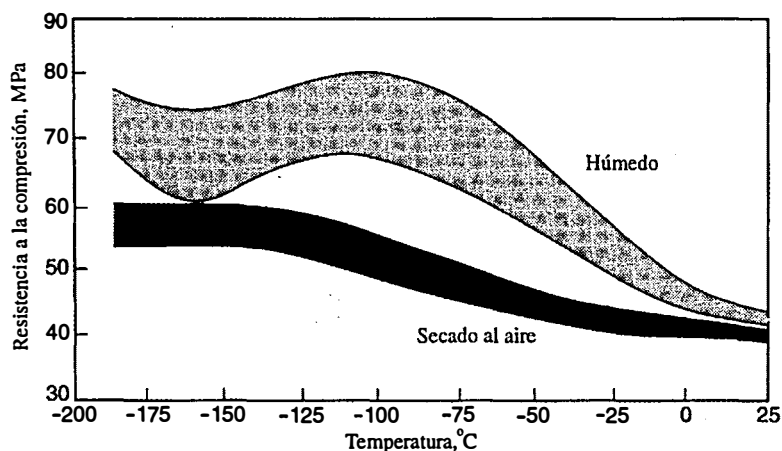
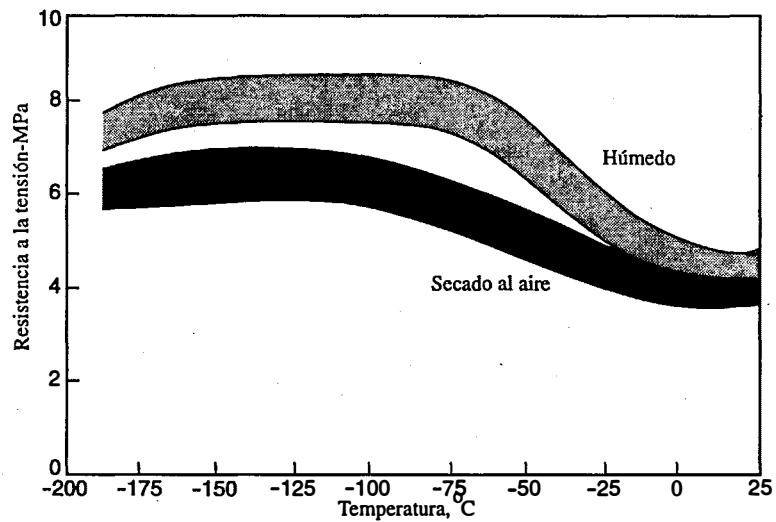


Figura 8.21 Efecto de temperaturas muy bajas sobre la resistencia a la compresión del concreto (medido en cilindros normales) (con base en la ref. 8.49)

Figura 8.22 Efecto de temperaturas muy bajas sobre la resistencia a la tensión por separación del concreto (con base en la ref. 8.49)



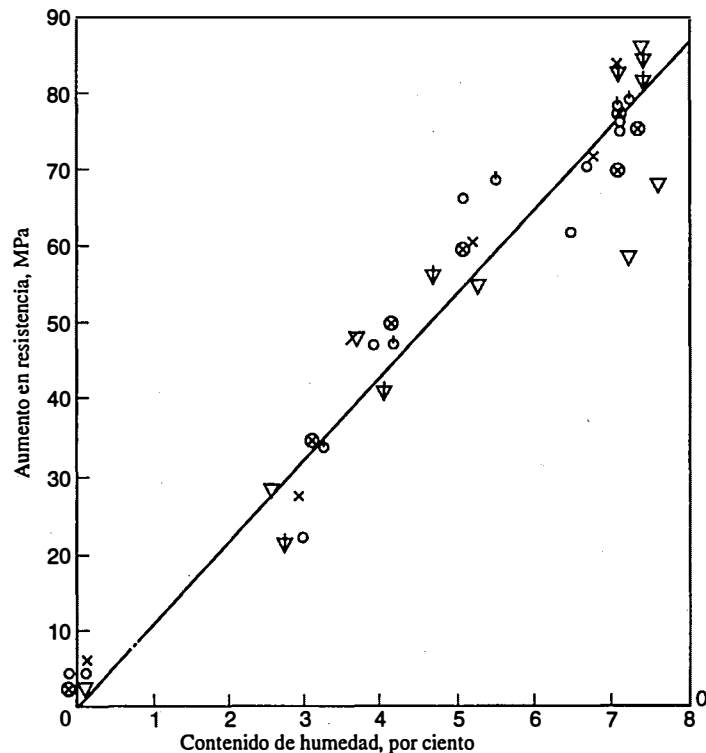
normal, el aumento de resistencia a temperaturas bajas es mayor que en el caso de concreto con agregado de peso ligero.

El patrón del aumento de resistencia a la compresión con un aumento en el contenido de humedad es independiente de la relación agua/cemento; En la figura 8.23 se muestra un ejemplo de esta relación para concreto a -160°C .^{8.50} Un

comportamiento similar se aplica al concreto de 80 MPa a temperatura normal.^{8.51}

La figura 8.21 muestra que hay poco, cuando lo hay, aumento adicional de resistencia a la compresión cuando la temperatura cae abajo de alrededor de -120°C . La razón de esto es que, en la región de esa temperatura, ocurren cambios en la estructura del hielo. Específicamente, a

Figura 8.23 Relación entre el aumento de resistencia a la compresión a -160°C superior de la resistencia a temperatura ambiente y contenido de humedad para concretos con relaciones de agua/cemento de 0.45 y 0.55 (con base en la ref. 8.51)



-113°C , se producen cambios del hielo de estructura hexagonal a ortorómbica; este cambio es acompañado por una disminución de volumen de casi 20 por ciento. El patrón de desarrollo de deformación con una disminución de la temperatura y el comportamiento del concreto sujeto a temperatura cíclica han sido ampliamente estudiados por Miura.^{8.50} Hay que observar que los efectos de gradientes de temperatura y de ciclos de temperatura necesitan ser considerados en el diseño estructural.

El módulo de elasticidad del concreto húmedo aumenta uniformemente con la disminución de la temperatura hasta -190°C . A esa temperatura, el módulo de elasticidad es casi 1.75 veces el módulo a temperatura normal; para concreto secado al aire el valor correspondiente es de alrededor de 1.65.^{8.49}

Concreto masivo

En el pasado, el término "concreto masivo" se aplicaba sólo al concreto de grandes dimensiones, como es el caso de las presas de gravedad, pero en la actualidad los aspectos tecnológicos del concreto masivo son importantes para cualquier miembro de concreto de dimensiones tales que el comportamiento térmico pueda conducir a agrietamiento a menos que se tomen medidas apropiadas. La característica crucial del concreto masivo es, entonces, su comportamiento térmico; un objetivo de diseño para tal concreto es evitar o reducir y controlar el ancho y el espaciamiento de las grietas.

Se puede recordar del capítulo 1 que la hidratación del cemento genera calor y que éste causa una elevación de la temperatura del concreto. Si esta elevación ocurriera uniformemente a lo largo de un elemento de concreto dado sin ninguna restricción externa, entonces el elemento se expandiría hasta alcanzar la temperatura máxima; después de eso, conforme el concreto se enfriará a causa de la pérdida de calor hacia el ambiente, ocurriría contracción uniforme. Así, no habría esfuerzos térmicos dentro del elemento. En la práctica, sin embargo, la restricción existe en todos con la excepción del más pequeño de los miembros de concreto. Hay dos categorías de restricción: interna y externa.

La *restricción interna* surge del hecho de que, cuando la superficie de concreto puede perder calor hacia la atmósfera, se desarrolla ahí un diferencial de temperatura entre el exterior frío y el núcleo caliente del elemento de concreto, al no ser disipado el calor hacia afuera lo bastante rápidamente debido a la baja difusividad térmica del concreto. Como resultado, la expansión térmica *libre* es desigual en las distintas partes del elemento de concreto. La restricción de la expansión libre da por resultado esfuerzos, de compresión en una parte del elemento y de tensión en la otra. Si el esfuerzo de tensión en la superficie del elemento, por causa de la expansión del núcleo, sobrepasa la resistencia a la tensión del concreto, o si da por resultado que sobrepase la capacidad de deformación en tensión (véase la página 201), entonces se desarrollará agrietamiento superficial.

La situación es compleja porque la fluencia, que es alta en concreto muy joven, alivia algo del esfuerzo de compresión

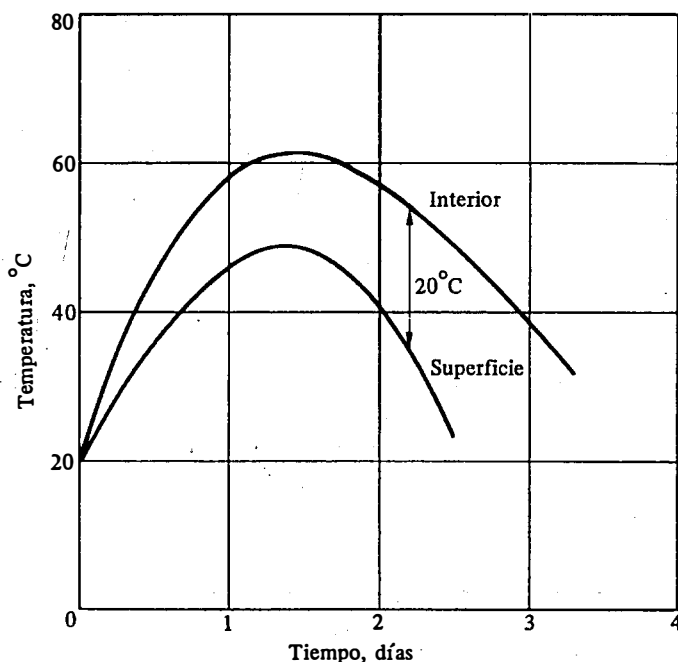


Figura 8.24 Un ejemplo del patrón de cambio de temperatura que causa agrietamiento externo de una masa de concreto grande. La diferencia crítica de 20°C de la temperatura ocurre durante el enfriamiento.^{8.66}

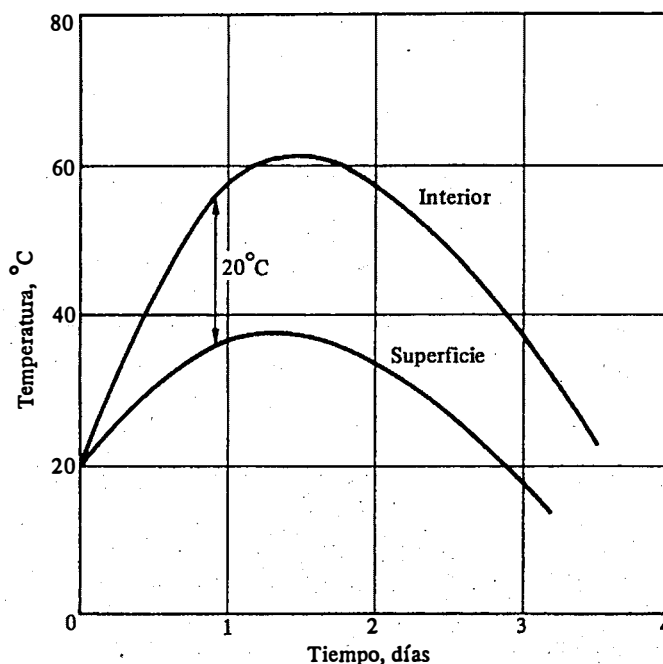
inducido en el núcleo, de manera que la *rapidez de cambio* de la temperatura es también un factor; este comportamiento se analiza en la página 329.

La restricción interna también puede ocurrir cuando el concreto se coloca contra una superficie a una temperatura más baja, tal como terreno frío o cimbra sin aislamiento en clima frío. En tal situación, distintas partes del elemento de concreto se fraguan a temperaturas diferentes. Posteriormente, cuando el núcleo del elemento de concreto se enfría, su contracción térmica está restringida por la parte externa ya fría y puede ocurrir agrietamiento en el interior.

Los ejemplos de cambios de temperatura se muestran en las figuras 8.24 y 8.25, que implican que el agrietamiento ocurrirá cuando la diferencia de temperatura sobrepase los 20 °C. Este límite en la diferencia de temperatura fue sugerido por FitzGibbon,^{8.65, 8.66} y se ha incorporado en la norma europea ENV 206:1992. Para una diferencia de temperatura de 20 °C y tomando el coeficiente de expansión térmica del concreto como 10×10^{-6} por °C (véase la tabla 8.4), la deformación diferencial es 200×10^{-6} . Esta es una estimación realista de la deformación por tensión en el agrietamiento (véase la página 201). Se puede citar la experiencia práctica que sigue.

En una columna cuadrada de 1.1 m hecha de concreto reforzado con un contenido de cemento de tipo I de 500 kg/m³ y un contenido de humo de sílice de 30 kg/m³, se observó un aumento de temperatura de 45 °C arriba de la temperatura ambiente 30 horas después del colado.^{8.52}

Figura 8.25 Un ejemplo del patrón de cambio de temperatura que causa agrietamiento externo de una masa de concreto grande. La diferencia crítica de temperatura de 20 °C ocurre durante el calentamiento, pero las grietas se abren sólo cuando el interior se ha enfriado por un rango mayor de temperatura que el exterior.^{8.66}



Un aumento similar de temperatura puede ocurrir hasta en secciones con una dimensión mínima de 0.5 m. Es evidente la necesidad de no dejar que la superficie del concreto se enfríe de manera demasiado rápida, de modo que se han de controlar las propiedades aislantes de la cimbra y el tiempo de su remoción.

El análisis precedente ha mostrado que la causa mayor del diferencial de temperatura en un elemento de concreto es la generación de calor por la hidratación del cemento. Este tema se estudió en la página 26 en la medida en que interesa el calor de hidratación de una masa unitaria de cementos diferentes. Por lo tanto, es posible escoger un cemento portland con una composición química que conduzca a una rapidez baja de desarrollo de calor. Sin embargo, con cementos mezclados es más complicada hacer una estimación del calor de hidratación. Además, desde el punto de vista del desarrollo de un diferencial de temperatura, no es sólo el calor de hidratación total sino también su rapidez de desarrollo lo que importa. Se deberá recordar que una mayor finura del cemento conduce a una hidratación más rápida, de manera que podrá ser deseable evitar cementos con una superficie específica alta.

Sin embargo, la selección del cemento ofrece sólo una solución parcial porque el contenido de cemento por metro cúbico de concreto es lo que rige de manera importante el calor generado. El remedio, por tanto, reside en utilizar un bajo contenido de cemento así como en emplear cementos mezclados porque el cemento portland es el responsable de la temprana generación de calor; las puzolanas reaccionan

químicamente en forma más lenta. Se sigue que, empleando un bajo contenido de cemento mezclado con una proporción alta de puzolanas, se puede reducir el aumento máximo de temperatura y se puede retrasar su inicio. El beneficio del retraso es que el concreto tendrá una resistencia a la tensión mayor y estará menos propenso al agrietamiento.

Con cualquier cemento, la rapidez de hidratación es más alta a temperaturas más bajas, de manera que enfriar el concreto fresco a una temperatura menor que la ambiental (véase la sección que sigue) y colocarlo a una temperatura baja reduce la rapidez de generación de calor; además, la diferencia entre la temperatura máxima del concreto y la temperatura ambiente *final* se reduce.

En estructuras grandes de concreto *sin reforzar*, el empleo de agregado con un tamaño máximo grande, 75 mm (3 pulg.) o hasta 150 mm (6 pulg.), puede ser deseable porque esto permite una reducción del contenido de agua de la mezcla para una trabajabilidad dada. A una relación agua/cemento fija se puede, por lo tanto, reducir el contenido de cemento. La relación agua/cemento puede ser alta (hasta 0.75) porque, en estructuras tales como presas de gravedad, la resistencia del concreto es de poca importancia estructural, siendo críticas la prevención del agrietamiento y la durabilidad. En cualquier caso, la resistencia a edades mayores es la que probablemente importe. Se han utilizado mezclas con un contenido de cemento mezclado de 109 kg/m³, del cual 67 por ciento era puzolana: el contenido de agua era de 48 kg/m³; el revenimiento, 40 mm, y el cilindro de 28 días tenía una resistencia de 14 MPa.^{8,67} Podemos observar que utilizar un contenido muy bajo de cemento no sólo es económico *per se*, sino también conduce a economía en otras medidas empleadas para vencer los efectos indeseables del calor de hidratación del cemento, tal como el enfriar el concreto *in situ* mediante la circulación de agua fría a través de obra de tubería embebida.^{8,67}

Podemos agregar que algunas presas recientes se han construido empleando concreto compactado con rodillo con un contenido de cemento tan bajo como 66 kg/m³ 30 por ciento del cual era ceniza volante.^{8,54} Sin embargo, este material especializado y la tecnología asociada están fuera del alcance del presente libro.

Consideremos ahora el *concreto reforzado*: aquí se requiere una resistencia más alta, muchas veces a 28 días, y el empleo de agregado de tamaño grande puede ser impráctico a causa del espaciamiento del acero de refuerzo o porque la obtención de tal agregado puede resultar muy cara. También un sistema de tubos embebidos puede no ser permitido. No obstante, el problema esencial es el mismo que en el concreto sin reforzar, es decir, el interior de la masa se ca-

lentarán mucho más que el exterior si la pérdida de calor en la superficie es grande. Si la diferencia de temperatura entre el interior y el exterior es bastante grande, se desarrollará el agrietamiento. Sin embargo, el detalle apropiado del acero de refuerzo puede controlar el ancho y el espaciado de las grietas. FitzGibbon^{8,65, 8,66} estimó que el aumento de la temperatura en condiciones adiabáticas es de 12 °C por 100 kg de cemento por metro cúbico de concreto, sin importar el tipo de cemento utilizado, para contenidos de cemento entre 300 y 600 kg/m³.

La solución al problema no es limitar la elevación de temperatura en el interior sino más bien evitar la pérdida de calor en la superficie. Así, la masa entera de concreto se deja calentar, más o menos al mismo grado, y expandir *sin restricción*; con el tiempo, ocurre el enfriamiento, otra vez más o menos uniforme en todas partes, y la estructura alcanza sus dimensiones finales, otra vez sin restricción. Para impedir una gran pérdida de calor, la cimbra y la superficie superior de la estructura se deben aislar adecuadamente con poliestireno o uretano; se necesita aislamiento adicional en orillas y esquinas en donde ocurre pérdida de calor en más de una dirección, y en otras partes sensibles de la estructura.

En la práctica, la temperatura se deberá vigilar en varios puntos mediante termopares y el aislamiento se deberá ajustar en conformidad. El aislamiento debe controlar la pérdida de calor por evaporación, conducción y radiación. Para realizarlo, se deberá usar una membrana plástica o un compuesto de curado, pero no el rociado o encharcado pues éstos tienen un efecto de enfriamiento. Las lonas recubiertas de plástico son útiles en todas las obras, pero también se puede utilizar cartón suave. El aislamiento se debe mantener hasta que el diferencial de temperatura se ha reducido a 10 °C.

También se requieren otras medidas especializadas para lograr una estructura monolítica sin juntas frías. Una medida es el uso diferencial de retardadores para que el concreto de la parte más baja permanezca plástico hasta la terminación de la colocación, posiblemente en 12 horas; también se necesita controlar el sangrado. Uno de los colados continuos más grandes realizados hasta la fecha es aquél de una cimentación de concreto reforzado que contenía 12,000 m³ de concreto.^{8,53}

Es útil señalar que se requiere cuidado si se colocan concretos con propiedades térmicas disímiles para crear un elemento monolítico. Un ejemplo de esto es una losa de carretera colocada en dos capas (de manera que se puedan insertar pasa juntas de acero en la junta de contracción) las cuales contienen diferentes cementos mezclados.^{8,2}

La *restricción externa* del movimiento térmico puede dar por resultado el agrietamiento de miembros de concreto reforzado, aun cuando sean delgados. Este es el caso de muros colados sobre una cimentación existente que restringe el movimiento térmico a causa de la elevación en la temperatura del concreto del muro: las grietas verticales a través de todo el espesor del muro se pueden extender una distancia considerable hacia el extremo superior. La prevención del agrietamiento se puede realizar por un apropiado detallado estructural del acero de refuerzo, pero es esencial un entendimiento del comportamiento térmico del concreto para reducir la severidad del problema.

El extenso análisis precedente del aumento de temperatura en una masa de concreto ha mostrado que la temperatura depende de la posición en el elemento de concreto, lo mismo que de la edad del concreto y de los detalles del aislamiento. Las propiedades del concreto en una posición particular se pueden determinar mediante el empleo del *curado de temperatura igualada*. Esta es una técnica en la cual un termopar insertado dentro del concreto en una posición especificada controla la temperatura de un baño en el que se coloca un espécimen de concreto; el espécimen se aísla del agua. Las propiedades de mayor interés del concreto de temperatura igualada son la resistencia y la fluencia. El conocimiento de la resistencia se puede utilizar para determinar los tiempos de desmolde de las cimbras o la transferencia de presfuerzo. La fluencia es importante en el diseño estructural.

La determinación de temperatura en localizaciones diferentes dentro de una masa de concreto se puede utilizar para ajustar el aislamiento térmico a fin de reducir al mínimo gradientes de temperatura dentro de la masa.

Colado de concreto en clima cálido

Hay algunos problemas especiales propios del colado en clima cálido, que surgen tanto de una temperatura alta del concreto como, en muchos casos, de un incremento de la rapidez de evaporación de la mezcla fresca. Estos problemas conciernen al mezclado, colocación y curado del concreto.

Colar en clima cálido no es un proceso tan raro o especializado, más bien, requiere tomar ciertas medidas reconocidas para minimizar o controlar los efectos de la temperatura ambiente alta, la alta temperatura del concreto, la baja humedad relativa del aire, la alta velocidad del viento, y la alta radiación solar. Lo que se requiere en cada proyecto de construcción en el que existe una o más de las condiciones anteriores es desarrollar técnicas y procedimientos adecuados y seguirlos rigurosamente, la uniformidad es vital y las

desviaciones de la norma establecida significan dificultades.

Una temperatura alta acelera el tiempo de fraguado, que se define en la norma ASTM C 403-92. Las pruebas de un mortero de cemento y arena^{8.3} de 1:2 mostraron que el tiempo de fraguado inicial se redujo aproximadamente a la mitad por un cambio en la temperatura del concreto de 28 a 46 °C. El efecto fue similar al de relaciones agua/cemento entre 0.4 y 0.6, pero el tiempo real de fraguado fue tanto más corto cuanto más baja fue la relación agua/cemento.^{8.3}

Una temperatura ambiente alta causa una demanda mayor de agua del concreto y aumenta la temperatura del concreto fresco. Esto da por resultado un incremento de rapidez de la pérdida de revenimiento y una hidratación más rápida, lo cual conduce a un fraguado acelerado y a una resistencia del concreto menor a largo plazo (véase la página 249). Aún más, la evaporación rápida puede causar *agrietamiento por contracción plástica* y *agrietamiento por secado*, y el enfriamiento subsecuente del concreto endurecido puede introducir esfuerzos de tensión. Se cree generalmente que es probable que ocurra agrietamiento por contracción plástica cuando la rapidez de evaporación sobrepasa la rapidez a la cual el agua de sangrado se eleva a la superficie, pero se ha observado que también se forman grietas debajo de una capa de agua y solamente llegan a ser evidentes con el secado.^{8.61} La rapidez de evaporación que excede 1.0 kg/m² por hora se considera crítica.^{8.14}

Las grietas por contracción plástica pueden ser muy profundas, pueden variar su ancho entre 0.1 y 3 mm, y pueden ser muy cortas o tan largas como 1 m.^{8.62} Una vez desarrolladas, son difíciles de cerrar de manera permanente.^{8.14} Una caída de la humedad ambiental relativa fomenta este tipo de agrietamiento,^{8.9} de manera que, de hecho, las causas parecen ser bastante complejas. De acuerdo con ACI 305-91,^{8.14} el riesgo de contracción plástica es el mismo en las siguientes combinaciones de temperatura y humedad relativa (del aire):

- 41 °C y 90 por ciento
- 35 °C y 70 por ciento
- 24 °C y 30 por ciento

La velocidad del viento que excede 4.5 m/s agrava la situación,^{8.14} las protecciones contra el viento son útiles y así lo es la provisión de parasoles.^{8.20}

Otro tipo de agrietamiento sobre la superficie del concreto fresco es causado por asentamiento diferencial de este último debido a una obstrucción del asentamiento, por ejemplo, partículas grandes de agregado o varillas de acero de refuerzo. Este *agrietamiento por asentamiento plástico* se

puede evitar con el uso de una mezcla seca, buena compactación, y no permitiendo una rápida acumulación de concreto. El agrietamiento por asentamiento plástico puede también ocurrir a temperaturas normales, pero, en clima caliente, el agrietamiento por contracción plástica y el agrietamiento por asentamiento plástico se confunden algunas veces uno con el otro.

Existen algunas complicaciones adicionales al colar en clima cálido: la inclusión de aire es más difícil, aunque esto se puede remediar con el empleo de cantidades más grandes del agente inclusor de aire. Un problema relacionado es que, si el concreto relativamente frío se deja expandir al colocarse a una temperatura alta, los huecos de aire se expanden y la resistencia se reduce. Esto ocurriría, por ejemplo, con tableros horizontales, pero no con tableros verticales en moldes de acero en los que se impide la expansión.^{8.64}

Consideremos ahora los pasos que se pueden dar para evitar o reducir los malos efectos del clima cálido. En el pasado, se acostumbraba limitar la temperatura máxima de aire a la cual el concreto se podía colocar. Ésta no es una restricción apreciable en países con temperaturas ambientales muy altas. A pesar de eso, la norma europea ENV 206:1992 limita a 30 °C la temperatura de colocación del concreto que estará expuesto a un ambiente húmedo o agresivo. Siempre que sea posible, es deseable colocar el concreto en la parte más fresca del día, y preferiblemente a la hora en que la temperatura ambiente se elevará después del fraguado del concreto, es decir, después de la medianoche o en las primeras horas de la mañana. Vale la pena agregar que se deberán hacer mezclas de prueba del concreto a la temperatura prevista para la de colocación, y no a alguna otra temperatura tal como la de 20 a 25 °C del laboratorio.

Hay varias medidas preventivas que se pueden tomar. En la primera ocasión, el contenido de cemento se deberá conservar tan bajo como sea posible, de manera que el calor de hidratación no agrave indebidamente los efectos de una temperatura ambiente alta. La temperatura del concreto fresco se puede disminuir mediante el enfriado previo de uno o más de los ingredientes de la mezcla. Una temperatura de colado del concreto tan baja como 10 °C es deseable, pero bien puede ser impráctica.

La temperatura T del concreto mezclado fresco se puede calcular fácilmente a partir de la de los ingredientes, utilizando la expresión:

$$T = \frac{0.22(T_a W_a + T_c W_c) + T_w W_w}{0.22(W_a + W_c) + W_w}$$

donde T denota la temperatura en °C, W la masa del ingrediente por unidad de volumen de concreto, y los sufijos a , c , w se refieren a agregado, cemento y agua (tanto añadidos

como en el agregado) respectivamente. La cifra de 0.22 es la proporción aproximada entre el calor específico de los ingredientes secos y el de agua, y es aplicable tanto en el sistema de unidades SI como al imperial (estadounidense). Puede ser útil señalar que, durante la noche, el agregado y el agua no se enfrían tan rápidamente como el aire, así que su temperatura no se debe suponer igual a la temperatura del aire.

La temperatura real del concreto será algo más alta que la indicada por la expresión anterior debido al trabajo mecánico hecho en el mezclado, y subirá todavía más a causa del desarrollo de calor de hidratación del cemento humedecido, así como a la transferencia de calor del aire ambiente y de la cimbra. Incidentemente, es importante que la cimbra se enfríe antes de la colocación del concreto. Para lograr una mejor descripción, podemos decir que si la relación agua/cemento de la mezcla es 0.5 y la relación agregado/cemento es 5.6, se puede obtener un descenso de 1 °C en la temperatura del concreto fresco disminuyendo la temperatura ya sea del cemento en 9 °C, o del agua en 3.6 °C, o del agregado en 1.6 °C. Se puede ver que, debido a su cantidad relativamente pequeña en la mezcla, la temperatura del cemento no es importante.

El uso de cemento caliente *per se* no es perjudicial para la resistencia, pero es preferible no utilizar cemento a temperaturas superiores de alrededor de 75 °C. Esta afirmación es de interés pues el cemento caliente se ha visto a veces con sospecha y distintos efectos dañinos se han atribuido en ocasiones a su uso. Sin embargo, si el cemento caliente se humedece con una pequeña cantidad de agua antes de ser bien dispersado con otros sólidos, puede fraguar rápidamente y formar bolas de cemento.

Existen actualmente distintos medios para enfriar el agregado y el agua de la mezcla. El agregado grueso se puede enfriar mediante rociado con agua fría o por inundación. Otro método es utilizar enfriamiento evaporativo por soplado de aire, preferiblemente enfriado, a través del agregado húmedo. El agregado fino se puede enfriar también por aire; se ha tratado la congelación por medio de nitrógeno líquido^{8.19} pero al agregado fino debe estar seco superficialmente. Se ha intentado el enfriamiento previo del agregado en una mezcladora cerrada por medio de gas licuado de ácido carbónico (hielo seco), que se funde a -78 °C.^{8.15}

El agua de la mezcla se puede enfriar o se puede reemplazar, comúnmente sólo en forma parcial, por hielo triturado o en escamas; el hielo es un medio altamente eficiente de enfriar pues 1 kg de hielo absorbe 334 kJ al fundirse a 0 °C, lo cual es una cantidad de calor cuatro veces mayor que enfriar el agua en 20 °C. Todo el hielo se debe fundir antes del fin de la operación de mezclado. El nitrógeno líquido que

absorbe 240 kJ/kg al vaporizar a $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$, también se puede emplear para enfriar agua hasta $1\text{ }^{\circ}\text{C}$ o se puede inyectar directo dentro de una mezcladora estacionaria o una revoladora de camión inmediatamente antes de la descarga. El costo del nitrógeno líquido, incluido el equipo necesario, es alto. Sobre la base del costo por grado del descenso de temperatura del concreto, el empleo de bombas de vapor para enfriar el agua es muy económico,^{8,13} pero, por supuesto, sólo es aplicable en una fábrica de mezclado estático. Una variedad de técnicas de enfriar se describe en ACI 207.4R-93,^{8,4} y ACI 305 R-91^{8,14} contiene consejos sobre aislamiento y pintado de blanco del equipo que interviene en el almacenaje de ingredientes de mezcla, y también sobre mezclado y transportación del concreto.

Después de colocado, el concreto se deberá proteger del sol; de otra manera, si sigue una noche fría es probable que ocurra agrietamiento, y la extensión del agrietamiento está relacionada directamente con la diferencia de temperatura. En tiempo seco, mojar el concreto y dejar que ocurra la evaporación da por resultado un enfriamiento efectivo; no hay ningún enfriamiento por este medio cuando se utiliza curado con membrana, de manera que se puede alcanzar una temperatura más alta. Las áreas grandes expuestas, tales como caminos y aeropistas son particularmente vulnerables.

El curado apropiado en clima caliente puede ser de corta duración, pues un grado avanzado de hidratación se alcanzará en forma más rápida que a temperaturas menores. Se hace énfasis en la palabra "apropiado" porque, como ya se mencionó, una temperatura más alta promueve también el secado más rápido del concreto.^{8,60}

El mayor interés en el colado en clima cálido es con respecto a condiciones calientes y secas. No se cuenta con información generalizada disponible acerca del comportamiento y propiedades del concreto colocado en un clima cálido y continuamente húmedo. Datos obtenidos en investigaciones específicas^{8,22} muestran variaciones grandes. Todo lo que podemos decir es que la ausencia de secado en la vida muy temprana del concreto es equivalente a la provisión de curado con humedad, lo cual es benéfico desde el punto de vista de ganancia gradual de resistencia y contracción por secado reducida. No obstante, la alta temperatura inicial tiene un efecto adverso sobre la resistencia de largo plazo. Es también prudente suponer que puede ocurrir contracción plástica, lo que depende de las características del sangrado del concreto y de la exposición al viento.

Otras investigaciones^{8,21, 8,59} también indican que los efectos de la alta temperatura temprana son menos perjudiciales para la resistencia de largo plazo que la ausencia de curado

húmedo. Se requiere gran cuidado al trasladar esta observación a la práctica: aunque el curado húmedo es de importancia capital, las consecuencias dañinas de la alta temperatura temprana también son una realidad.

Colado en clima frío

Antes de analizar las operaciones reales del colado, debemos considerar la acción de las heladas sobre el concreto fresco; la durabilidad del concreto endurecido sujeto a ciclos repetidos de congelación y deshielo se analiza en el capítulo 11.

En el capítulo 6, se declaró que la hidratación del cemento ocurre aun a bajas temperaturas alrededor de $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$; por lo tanto, es racional preguntar: ¿cuál es entonces la importancia de la temperatura a la cual se congela el agua? Si el concreto que no ha fraguado todavía se deja congelar, la acción de la helada es algo similar a la de un suelo saturado sujeto a desplazamiento: el agua de mezclado se congela con un aumento consecuente en el volumen global del concreto. Aún más, como no hay agua disponible para reacciones químicas, el fraguado y endurecimiento del concreto se retrasan. Se desprende de la última observación que, si el concreto se congela después de haber sido colocado, el fraguado no ocurrirá, y entonces no hay de pasta de cemento que se pueda destruir por la formación de hielo. Mientras la temperatura baja continúe el proceso de fraguado permanecerá suspendido. Cuando, un tiempo más tarde, ocurra el deshielo, el concreto se deberá volver a vibrar y luego fraguará y se endurecerá sin pérdida de resistencia. Sin embargo, por causa de la expansión del agua de mezclado en la congelación, falta de revibración hará que el concreto fragüe con un gran volumen de poros, y, consecuentemente, su resistencia será muy baja. La revibración al deshielo producirá un concreto satisfactorio, pero un procedimiento tal no se recomienda excepto cuando es inevitable.

Si la congelación ocurre después que el concreto ha fraguado pero antes de haber desarrollado resistencia apreciable, la expansión asociada con la formación de hielo causa que se fracture y ocurra una pérdida irreparable de resistencia. Sin embargo, si el concreto ha adquirido una resistencia suficiente, puede resistir la temperatura de congelación sin daño, no sólo en virtud de la resistencia más alta a la presión del hielo sino también porque una gran parte del agua de mezclado habrá llegado a combinarse con el cemento o a localizarse en los poros pequeños, y así no podría congelarse. Sin embargo, es difícil establecer cuándo se ha alcanzado esta situación, pues el fraguado y endurecimiento del cemento dependen de la temperatura durante el período precedente al advenimiento real de la congelación. De

Tabla 8.7 Edad del concreto a la cual la exposición a helada no causa daño

Tipo de cemento	Relación agua/cemento	Edad (horas) de exposición cuando la temperatura del curado anterior fue: ordinario			
		5°C	10°C	15°C	20°C
Portland ordinario	0.4	35	25	15	12
	0.5	50	35	25	17
	0.6	70	45	35	25
Portland de endurecimiento rápido	0.4	20	15	10	7
	0.5	30	20	15	10
	0.6	40	30	20	15

acuerdo con ACI 306 R-88,^{8.55} cuando el concreto ha alcanzado una resistencia a la compresión de alrededor de 3.5 MPa, el grado de saturación ha caído debajo del valor crítico, siempre que no haya ingresado nada de agua externa en el concreto. En esta etapa, el concreto es capaz de soportar un ciclo de congelación y descongelación. En otros países se recomiendan valores más altos de resistencia, pero no hay disponible ningún dato confiable sobre la resistencia a la cual el concreto puede resistir satisfactoriamente las temperaturas menores de 0 °C.

Generalmente, cuanto más avanzada está la hidratación del cemento y mayor es la resistencia del concreto, tanto menos vulnerable es a las heladas. Esta situación se puede expresar por medio de la edad mínima del concreto almacenado a una temperatura dada cuando la exposición a la congelación no causará daño; en la tabla 8.7 se dan valores típicos (promediados de varias fuentes^{8.105, 8.106}). La figura 8.6 muestra la influencia de la edad a la cual ocurre la primera congelación en la expansión del concreto: la disminución considerable de la magnitud de expansión del concreto de-

jado endurecer por casi 24 horas es notable, y la protección del concreto contra la congelación durante ese periodo es, sin duda, altamente aconsejable.

La resistencia al ciclo alternado de congelación y deshielo también depende de la edad del concreto cuando se aplica el primer ciclo, pero este tipo de exposición es más severo que la congelación prolongada sin periodos de deshielo, y varios ciclos pueden causar daño incluso en el concreto curado a 20 °C durante 24 horas.^{8.68} Se puede observar que no hay relación directa entre la resistencia del concreto joven a las heladas y la durabilidad del concreto maduro sujeto a numerosos ciclos de congelación y deshielo,^{8.69} un tema que se considera en el capítulo 11. La figura 11.2 de ese capítulo muestra una falta de expansión en la primera ocasión de congelación cuando ésta ocurre a la edad de más de un día: esto respalda la opinión expresada en ACI 306 R-88 en el sentido de que la mayor parte de los concretos "bien proporcionados" almacenados a 10 °C alcanzan la resistencia de 3.5 MPa durante el segundo día.^{8.55}

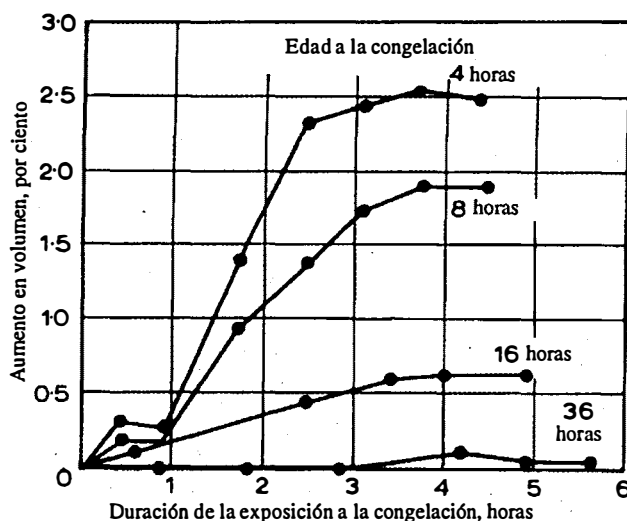


Figura 8.26 Aumento en volumen de concreto durante congelación prolongada como una función de la edad cuando principia la congelación^{8.68}

Operaciones de colado

Cuando la temperatura del aire está continuamente abajo de 0°C , se puede describir el tiempo como indiscutiblemente frío. La situación está menos claramente definida cuando hay una gran variación diurna en la temperatura. Por conveniencia, se puede emplear la definición de "clima frío" que utiliza ACI 306 R-88.^{8,55} Ésta se puede parafrasear diciendo que el clima frío se alcanza cuando existen dos condiciones: cuando el promedio de las temperaturas máxima y mínima del aire registradas en tres días consecutivos es menos de 5°C así como cuando la temperatura del aire durante al menos doce horas en un período de 24 horas es de 10°C o más baja.

En tales circunstancias, el concreto de peso normal no se deberá colocar salvo que su temperatura sea al menos 13°C para secciones delgadas 30 cm o al menos 5°C cuando la dimensión mínima del elemento de concreto es por lo menos 1.8 m.^{8,55} El concreto de agregado de peso ligero, el cual tiene una conductividad térmica más baja, puede estar algo más frío al colarse. Tal concreto también tiene un calor específico bajo, de manera que un calor de hidratación determinado del cemento guarda más efectivamente de la congelación al concreto de agregado de peso ligero que en el caso del concreto con agregado de peso normal.

También se puede aprovechar la ventaja de emplear cemento de endurecimiento rápido y mezclas ricas con una relación agua/cemento baja, y de utilizar cemento con una rapidez alta de desarrollo de calor, es decir, con contenidos altos en C_3S y C_3A . Se pueden usar aceleradores, pero se deben evitar los cloruros si el acero está presente en el concreto.

Para lograr las temperaturas mínimas citadas anteriormente, cuando el agregado, el agua y el aire están fríos, se pueden calentar los ingredientes de la mezcla. El agua se puede calentar fácilmente, pero no se aconseja sobrepasar una temperatura de 60 a 80°C pues puede resultar el fraguado relámpago del cemento; la probabilidad de que esto suceda depende de la diferencia entre las temperaturas del agua y el cemento. Es importante evitar que el cemento llegue a estar en contacto con el agua caliente, y por esta razón se debe disponer en forma conveniente el orden de alimentación de los ingredientes de la mezcla dentro de la mezcladora.

Si el calentamiento del agua no eleva en forma suficiente la temperatura del concreto, también se puede calentar el agregado. Esto se hace preferiblemente pasando vapor de agua a través de serpentines en lugar de emplear vapor de agua vivo, porque el último método conduce a un contenido variable de humedad del agregado. El calentamiento del agregado a una temperatura arriba de 52°C no es aconseja-

ble.^{8,63} En el otro extremo, es importante que el agregado no contenga hielo, pues el calor requerido para fundirlo reduciría grandemente la temperatura del concreto.

Se debe controlar la temperatura de los ingredientes de la mezcla, y se deberá calcular por adelantado la temperatura del concreto resultante (véase la página 400). Este cálculo deberá tener en cuenta la pérdida de calor durante el transporte del concreto. El objetivo es asegurar que la temperatura de éste sea bastante alta no sólo para impedir la congelación prematura, sino también para asegurar que el fraguado no ocurra a una temperatura demasiado alta. Esto afectaría en forma adversa al desarrollo de resistencia del concreto (véase la página 249). Además, una temperatura alta del concreto fresco disminuye su trabajabilidad y puede conducir a contracción térmica alta.

Es así deseable para al concreto que fragüe a una temperatura, digamos, entre 7 y 21°C . La temperatura de 7°C se aplica cuando la temperatura del aire no es menor de -1°C y el elemento de concreto es grueso; el valor de 21°C se aplica cuando el aire está más frío que -18°C y la sección de concreto es menor de 30 cm de espesor.

En algunos países,^{8,12, 8,37} la mezcla entera de concreto se calienta a una temperatura entre 40 y 60°C . Tales temperaturas tienen un efecto adverso sobre la trabajabilidad y sobre la resistencia a largo plazo, pero éstos se pueden equilibrar por consideraciones económicas: rápido reuso de la cimbra y no hay necesidad de calentamiento después del colado. También, la alta temperatura inicial acelera el proceso de hidratación, de manera que genera calor "gratis".

No se deberá permitir la colocación contra terreno congelado y, si es posible, la cimbra deberá precalentarse.

Después del colado, el concreto se debe proteger de la congelación al menos por 24 horas. Deberá impedirse el secado de la superficie de concreto, especialmente cuando éste se halla mucho más caliente que el aire ambiente. Sin embargo, no se deberá aplicar ningún curado húmedo activo de manera que el concreto llegue a estar menos que saturado. Aunque esto pueda parecer contrario a las recomendaciones comunes respecto al curado húmedo, debemos observar que el aire frío (debajo de 10°C) no causa secado excesivo.

Distintos tipos de aislamiento de concreto colocados en clima atmosférico frío se describen en ACI 306 R-88.^{8,55} Lo importante es remover el aislamiento de manera tal que impida el cambio de temperatura en la superficie del concreto y el desarrollo de gradientes excesivos de temperatura dentro del elemento de concreto. ACI 306 R-88 también da información acerca de cómo proteger y calentar el concreto

en clima frío. Es preciso señalar que el medio de calefacción deberá ser tal que el concreto no se seque totalmente en forma rápida, que ninguna parte de él se caliente en forma excesiva, y que no resulte concentración alta de CO₂ en la atmósfera. Este último punto quiere decir que los calentadores de combustión, a menos que estén ventilados, no se deberán usar en espacios cerrados.

Una opción para colocar el concreto según condiciones tales que el agua normal de la mezcla no pueda congelarse es bajar el punto de congelamiento del agua de la mezcla muy por abajo de 0 °C. Esto se puede realizar con el uso de *aditivos anticongelantes*. El carbonato de potasio (potasa) fue uno de los primeros aditivos que se utilizó.^{8,96} Los desarrollos más recientes incluyen el uso de nitrato de calcio y nitrato de sodio; se puede recordar que estas sales inorgánicas actúan como aceleradores (véase la página 169) y que no son corrosivas con respecto al acero. Se hallaron mezclas que contienen nitratos para producir concreto con resistencias significativas a temperaturas abajo de -10 °C.^{8,17} Como es algunas veces el caso de los aditivos, se asegura que aditivos anticongelantes, de composición no revelada,^{8,16} dan por resultado mezclas de concreto con inclusión de aire que ganan resistencia a temperaturas de -7 °C e incluso abajo de -19 °C; en el último caso, sin embargo, el contenido de sólidos de los aditivos es 47 por ciento, de manera que no es posible la provisión de una cantidad adecuada de agua de mezclado. La aceptación en la práctica de aditivos de este tipo no ha tenido lugar todavía.

Sin utilizar aditivos anticongelantes, es posible colocar concreto con aire a 0 °C, porque, tan pronto como la hidratación ha comenzado, se baja el punto de congelación del agua de poros, de manera que ninguna acción de congelación ocurre arriba de alrededor de -2 °C. El desarrollo de resistencia de concretos con relaciones agua/cemento de 0.35 y 0.45, colados a 0 °C y almacenados en agua de mar en el laboratorio a 0 °C fue determinado por Gardner.^{8,18} Informó de resistencias de largo plazo, tanto a la compresión como a la tensión, comparables con las de concreto almacenado a 16 °C. Este último hallazgo es similar al de Aitcin.^{8,23} Estas dos investigaciones indican que no es dañino conservar el concreto en agua de mar a 0 °C. Este no puede ser el caso con el almacenaje al aire a la misma temperatura. En todo caso, en condiciones de exposición natural, no se puede garantizar que no haya una caída de temperatura por debajo de 0 °C.

Referencias

- 8.1 F. M. Lea and N. Davey, "The deterioration of concrete in structures", J. Inst. civ. Engrs. núm. 7, London, mayo 1949, pp. 248-95.
- 8.2 A. Neville, "Cement and concrete: their interaction in practice", in *Advances in Cement and Concrete*, American Soc. Civil Engineers, New York, 1994, pp. 1-14.
- 8.3 N. I. Fattuchi, "The setting of mortar mixes subjected to different temperatures", *Cement and Concrete Research*, 18, núm. 5, 1988, pp. 669-73.
- 8.4 ACI 207.4R-93, "Cooling and insulating systems for mass concrete", *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 1-1992: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, pp. 22.
- 8.5 A. J. Al-Tayyib et al., "The effect of thermal cycling on the durability of concrete made from local materials in the Arabian Gulf countries", *Cement and Concrete Research*, 19, núm. 1, 1989, pp. 131-42.
- 8.6 P. Smith, "Resistance to fire and high temperature", in *Concrete and Concrete-Marking*, Eds P. Klieger and J. F. Lamond, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169C, Philadelphia, Pa, 1994, pp. 282-95.
- 8.7 F. M. Lea, "The Chemistry of Cement and Concrete", Arnold, London, 1970.
- 8.8 U. S. Bureau of Reclamation, 4909-92, "Procedure for thermal diffusivity of concrete", *Concrete Manual*, Part 2, 9th Edn, Denver, Colorado, 1992, pp. 685-94.
- 8.9 R. Shalom and D. Ravina, "Studies in concreting in hot countries", *RI-LEM Int. Symp. on Concrete and Reinforced Concrete in Hot Countries*, Haifa, julio 1960.
- 8.10 J. M. Scanlon and J. E. McDonald, "Thermal properties in Concrete and Concrete-Marking", Eds P. Klieger and J. F. Lamond, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169C, Philadelphia, Pa, 1994, pp. 299-39.
- 8.11 W. H. Price, "Factors influencing concrete strength", *J. Amer. Concr. Inst.*, 47, febrero 1951, pp. 417-32.
- 8.12 E. Kilpi and H. Kukko, "Properties of hot concrete and its use in winter concreting", *Nordic Concrete Research Publication*, núm. 1, 1982, 11 pp.
- 8.13 J. M. Scanlon, "Controlling concrete during hot and cold weather", *ACI Tuthill Symposium*, ACI SP-104, Detroit, Michigan, 1987, pp. 241-59.
- 8.14 ACI 305R-91, "Hot weather concreting", *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 2 - 1992: Construction Practices and Inspection Pavements, Detroit, Michigan, 1994, 20 pp.
- 8.15 H. Takeuchi, Y. Tsuji and A. Nanni, "Concrete precooling method by means of dry ice", *Concrete International*, 15, núm. 11, 1993, pp. 52-6.
- 8.16 J. W. Brook et al., "Cold weather admixture", *Concrete International*, 10, núm. 10, 1988, pp. 44-9.
- 8.17 C. J. Korhonen, E. R. Cortez and B. A. Charest, "Strength development of concrete cured at low temperature", *Concrete International*, 14, núm. 12, 1992, pp. 34-9.

- 8.18 N. J. Gardner, P. L. Sau and M. S. Cheung, "Strength development and durability of concrete", *ACI Materials Journal*, 85, núm. 6, 1988, pp. 529-36.
- 8.19 M. Kurita et al., "Precooling concrete using frozen sand", *Concrete International*, 12, núm. 6, 1990, pp. 60-5.
- 8.20 G. S. Hasanain, T. A. Kahallaf and K. Mahmood, "Water evaporation from freshly placed concrete surfaces in hot weather", *Cement and Concrete Research*, 19, núm. 3, 1989, pp. 465-75.
- 8.21 O. Z. Cebeci, "Strength of concrete in warm and dry environment", *Materials and Structures*, 20, núm. 118, 1987, pp. 270-72.
- 8.22 M. A. Mustafa and K. M. Yusof, "Mechanical properties of hardened concrete in hot-humid climate", *Cement and Concrete Research*, 21, núm. 4, 1991, pp. 601-13.
- 8.23 P. -C. Aytcin, M. S. Cheung and V. K. Shah, "Strength development of concrete cured under arctic sea conditions", in *Temperature Effects on Concrete*, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 858, Philadelphia, Pa, 1983, pp. 3-20.
- 8.24 M. Mittelacher, "Effect of hot weather conditions on the strength performance of set-retarded field concrete", in *Temperature Effects on Concrete*, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 858, Philadelphia, Pa, 1983, pp. 88-106.
- 8.25 R. D. Gaynor, R. C. Meininger and T. S. Khan, "Effect of temperature and delivery time on concrete proportions", in *Temperature Effects on Concrete*, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 858, Philadelphia, Pa, 1983, pp. 68-87.
- 8.26 F. Petscharnig, "Einflüsse der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen auf die Betondruckfestigkeit", *Zement und Beton*, 32, núm. 4, 1987, pp. 162-3.
- 8.27 ACI 517.2R-87, Revised 1992, "Accelerated curing of concrete at atmospheric pressure-state of the art", *ACI Manual of Concrete Practice Part 5 - 1992: Masonry, Precast Concrete, Special Processes*, Detroit, Michigan 1994, 17 pp.
- 8.28 Y. Dan, T. Chikada and K. Nagahama, "Properties of steam cured concrete used with ground granulated blast-furnace slag", *CAJ Proceedings of Cement and Concrete*, núm. 45, 1991, pp. 222-7.
- 8.29 G. P. Tognon and G. Coppetti, "Concrete fast curing by two-stage low and high pressure steam cycle", *Proceedings International Congress of the Precast Concrete industry*, Stresa, 15 pp.
- 8.30 U. S. Army Corps of Engineers, "Test method for coefficient of linear thermal expansion of concrete", *CRD-C 39-81 Handbook for Concrete and Cement*, Vicksburg, Miss., 2 pp.
- 8.31 V. Dodson, "Concrete Admixtures", Van Nostrand Reinhold, New York 1990, 211 pp.
- 8.32 C. R. Cruz and M. Gillen, "Thermal expansion of Portland cement paste, mortar, and concrete at high temperatures", *Fire and Materials*, 4, núm. 2, 1980, pp. 66-70.
- 8.33 T. Z. Harmathy and J. R. Mehaffey, "Design of buildings for prescribed levels of structural fire safety", *Fire Safety: Science and Engineering*, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 882, Philadelphia, Pa, 1985, pp. 160-75.
- 8.34 S. D. Venecanin, "Thermal incompatibility of concrete components and thermal properties of carbonate rocks", *ACI Materials Journal*, 87, núm. 6, 1990, pp. 602-7.
- 8.35 S. Bredenkamp, D. Kruger and G. L. Bredenkamp, "Direct electric curing of concrete", *Mag. Concr. Res.*, 45, núm. 162, 1993, pp. 71-4.
- 8.36 U. Menzel, "Heat treatment of concrete", *Concrete Precasting Plant and Technology*, Issue 12, 1991, pp. 92-7.
- 8.37 M. Mamillan, *Traitement thermique des bétons*, in *Le béton hydraulique*, Press de l'École Nationale des Ponts de Chaussées, Paris, 1982, pp. 261-9.
- 8.38 S. A. Austin, P. J. Robins and M. R. Richards, "Jetblast temperature-resistant concrete for Harrier aircraft pavements", *The Structural Engineer*, 79, nums. 23/24, 1992, pp. 427-32.
- 8.39 M. Diruy, "Variations du coefficient de dilatation et du retrait de dessiccation des bétons en place dans les ouvrages", *Bull. Liaison Laboratoires Ponts et Chaussées*, 186, julio-agosto 1993, pp. 45-54.
- 8.40 H. Dettling, "The thermal expansion of hardened cement paste, aggregates, and concretes", *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Part 2, núm. 164, 1964, pp. 1-65.
- 8.41 M. Y. L. Chew, "Effect of heat exposure duration on the thermoluminescence of concrete", *ACI Materials Journal*, 90, núm. 4, 1993, pp. 319-22.
- 8.42 G. G. Carette and V. M. Malhotra, "Performance of dolostone and limestone concrete at sustained high temperatures", in *Temperature Effects on Concrete*, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 858, Philadelphia, Pa, 1983, pp. 38-67.
- 8.43 U. -M. Jumppanen, "Effect of strength on fire behaviour of concrete", *Nordic Concrete Research*, Publication núm. 8, Oslo, diciembre 1989, pp. 116-27.
- 8.44 G. T. G. Mohamedbhai, "Effect of exposure time and rates of heating and cooling on residual strength of heated concrete", *Mag. Concr. Res.* 38, núm. 136, 1986, pp. 151-8.
- 8.45 G. G. Carette, K. E. Painter and V. M. Malhotra, "Sustained high temperature effect on concretes made with normal portland cement, normal portland cement and slag, or normal portland cement and fly ash", *Concrete International*, 4, núm. 7, 1982, pp. 41-51.
- 8.46 W. P. S. Dias, G. A. Khoury and P. J. E. Sullivan, "Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperature up to 700 C (1292°F)", *ACI Materials Journal*, 87, núm. 2, 1990, pp. 160-6.

- 8.47 K. D. Hertz, "Danish investigations on silica fume concrete at elevated temperatures", *ACI Materials Journal*, 89, núm. 4, 1992, pp. 345-7.
- 8.48 C. Castillo and A. J. Duranni, "Effect of transient high temperature on high-strength concrete", *ACI Materials Journal*, 87, núm. 1, 1990, pp. 47-53.
- 8.49 D. Berner, B. C. Gerwick, Jr and M. Polivka, "Static and cyclic behavior of structural lightweight concrete at cryogenic temperatures", in *Temperature Effects on Concrete*, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 858, Philadelphia, Pa, 1983, pp. 21-37.
- 8.50 T. Miura, "The properties of concrete at very low temperatures", *Materials and Structures*, 22, núm 130, 1989, pp. 243-54.
- 8.51 Y. Goto and T. Miura, "Experimental studies on properties of concrete cooled to about minus 160° C", *Technical Reports, Tohoku University*, 44, núm. 2, 1979, pp. 357-85.
- 8.52 P.-C. Aytcin and N. Riad, "Curing temperature and very high strength concrete", *Concrete International*, 10, núm. 10, 1988, pp. 69-72.
- 8.53 B. Wilde, "Concrete comments", *Concrete International*, 15, núm. 6, 1993, p. 80.
- 8.54 ACI 207.1R-87, "Mass concrete", *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 1 - 1992: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 44 pp.
- 8.55 ACI 306R-88, "Cold weather concreting", *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 2 - 1992: Construction Practices and Inspection Pavements, Detroit, Michigan, 1994, 23 pp.
- 8.56 K. W. Nasser and M. Chakraborty, "Effects on strength and elasticity of concrete", in *Temperature Effects on Concrete*, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 858, Philadelphia, Pa, 1983, pp. 118-33.
- 8.57 T. Kanda, F. Sakuramoto and K. Suzuki, "Compressive strength of silica fume concrete at higher temperatures", in *Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete*, Vol. II, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-132, 1992, pp. 1089-103.
- 8.58 D. N. Richardson, "Review of variables that influence measured concrete compressive strength", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 3, núm. 2, 1991, pp. 95-112.
- 8.59 A. Bentur and C. Jaegermann, "Effect of curing and composition on the properties of the outer skin of concrete", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 3, núm. 4, 1991, pp. 252-62.
- 8.60 ACI 308-92, "Standard practice for curing concrete", in *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 2 - 1992: Construction Practice and Inspections Pavements, Detroit, Michigan, 1994, 11 pp.
- 8.61 F. D. Beresford and F. A. Blakey, "Discussion on paper by W. Lerch: Plastic shrinkage", *J. Amer. concr. Inst.*, 56, Part II, diciembre 1957, pp. 1342-3.
- 8.62 R. Shalon, "Report on behaviour of concrete in hot climate", *Materials and Structures*, 11, núm. 62, 1978, pp. 127-31.
- 8.63 National Ready Mixed Concrete Association, "Cold weather ready mixed concrete", Publ. núm. 34, Washington DC, septiembre, 1960.
- 8.64 O. Berge, "Improving the properties of hot-mixed concrete using retarding admixtures", *J. Amer. Concr. Inst.* 73, julio, 1976, pp. 394-8.
- 8.65 M. E. FitzGibbon, "Large pours for reinforced concrete structures", *Concrete*, 10, núm. 3, London, marzo, 1976, p. 41.
- 8.66 M. E. FitzGibbon, "Large pours - 2 heat generation and control", *Concrete*, 10, núm. 12, London, diciembre, 1976, p. 33-5.
- 8.67 B. Mather, "Use of concrete of low portland cement in combination with pozzolans and other admixtures in construction of concrete dams", *J. Amer. Concr. Inst.*, 71, diciembre 1974, pp. 589-99.
- 8.68 G. Moller, "Tests of resistance of concrete to early frost action", *RILEM Symposium on Winter Concreting*, Copenhagen, 1956.
- 8.69 E. G. Swenson, "Winter concreting trends in Europe", *J. Amer. Concr. Inst.*, 54, noviembre 1957, pp. 369-84.
- 8.70 P. Klieger, "Effect of mixing and curing temperature on concrete strength", *J. Amer. Concr. Inst.*, 54, junio 1958, pp. 1063-81.
- 8.71 U. S. Bureau of Reclamation, "Concrete Manual", 8th Edn, Denver, Colorado, 1975.
- 8.72 A. G. A. Saul, "Steam curing and its effect upon mix design", *Proc. of a Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete*, London, Cement and Concrete Assoc., 1954, pp. 132-42.
- 8.73 J. J. Shideler and W. H. Chamberlin, "Early strength of concretes as affected by steam curing temperatures", *J. Amer. Concr. Inst.*, 46, diciembre 1949, pp. 273-82.
- 8.74 K. O. Kjellsen, R. J. Detwiler and O. E. Gjorv, "Backscattered electron imaging of cement pastes hydrated at different temperatures", *Cement and Concrete Research*, 20, núm. 2, 1990, pp. 308-11.
- 8.75 H. F. Gonnerman, "Annotated Bibliography on High-pressure Steam Curing of Concrete and Related Subjects", *National Concrete Masonry Assoc.*, Chicago, 1954.
- 8.76 T. Thorvaldson, "Effect of chemical nature of aggregate on strength of steam-cured portland cement mortars", *J. Amer. Concr. Inst.*, 52, 1956, pp. 771-80.
- 8.77 G. J. Verbeck and R. A. Helmuth, "Structures and physical properties of cement paste", *Proc. 5th Int. Symp. on the Chemistry of Cement*, Tokyo, Vol. 3, 1968, pp. 1-32.
- 8.78 C. N. Nagaraj and A. K. Sinha, "Heat-resisting concrete", *Indian Concrete J.*, 48, núm. 4, abril 1974, pp. 132-7.
- 8.79 J. A. Hanson, "Optimum steam curing procedures for structural lightweight concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 62, junio 1965, pp. 661-72.
- 8.80 B. D. Barnes, R. L. Orndorff and J. E. Roten, "Low initial curing temperature improves the strength of concrete test cylinders", *J. Amer. Concr. Inst.*, 74, 1977, pp. 612-15.

- 8.81 Cement and Concrete Association, Research and development - Research on materials. Annual Report, Slough, 1976, pp. 14-19.
- 8.82 J. Alexanderson, "Strength loss in heat curing - causes and counter-measures", Behavior of Concrete under Temperature Extremes, ACI SP-39, Detroit, Michigan, 1973, pp. 91-107.
- 8.83 I. Soroka, C. H. Jaegermann and A. Bentur, "Short-term steam-curing and concrete later-age strength", Materials and Structures, 11, núm. 62, 1978, pp. 93-6.
- 8.84 G. Verbeck and L. E. Copeland, "Some physical and chemical aspects of high-pressure steam curing", Menzel Symposium on High-Pressure Steam Curing, ACI SP-32, Detroit, Michigan, 1972, pp. 1-13.
- 8.85 C. J. Dodson and K. S. Rajagopalan, "Field tests verify temperature effects on concrete strength", Concrete International, 1, núm. 12, 1979, pp. 26-30.
- 8.86 R. Sugiki, "Accelerated hardening of concrete (in Japanese)", Concrete Journal, 12, núm. 8, 1974, pp. 1-14.
- 8.87 N. Davey, "Concrete mixes for various building purposes", Proc. of a Symposium on Mix Design and Quality Control of Concrete, Cement and Concrete Assn, London, 1954, pp. 28-41.
- 8.88 S. L. Meyers, "How temperature and moisture changes may affect the durability of concrete", Rock Products, Chicago, agosto, 1951, pp. 153-7.
- 8.89 S. Walker, D. L. Bloem and W. G. Mullen, "Effects of temperature changes on concrete as influenced by aggregates", J. Amer. Concr. Inst., 48, abril 1952, pp. 661-79.
- 8.90 D. G. R. Bonnell and F. C. Harper, "The thermal expansion of concrete", National Building Studies, Technical Paper núm. 7, HMSO, London, 1951.
- 8.91 T. C. Powers and T. L. Brownyard, "Studies of the physical properties of hardened portland cement paste (Nine parts)", J. Amer. Concr. Inst., 43, octubre 1946 to abril 1947.
- 8.92 R. Philleo, "Some physical properties of concrete at high temperatures", J. Amer. Concr. Inst., 54, abril 1958, pp. 857-64.
- 8.93 N. G. Zoldners, "Effect of high temperatures on concretes incorporating different aggregates", Mines Branch Research Report R.64, Department of Mines and Technical Surveys, Ottawa, Mayo, 1960.
- 8.94 S. L. Meyers, "Thermal coefficient of expansion of portland cement - Long-time tests", Industrial and Engineering Chemistry, 32, núm. 8, Easton, Pa, 1940, pp. 1107-12.
- 8.95 H. L. Malhotra, "The effect of temperature on the compressive strength of concrete", Mag. Concr. Res., 8, núm. 23, 1956, pp. 85-94.
- 8.96 M. G. Davidson, "A New Cold Weather Concrete Technology (Potash as a Frost-resistant Admixture), Lenizdat, Moscow, 1966.
- 8.97 A. G. Loundon and E. F. Stacey, "The thermal and acoustic properties of lightweight concretes", Structural Concrete, 3, núm. 2, London, 1966, pp. 58-95.
- 8.98 T. Harada, J. Takeda, S. Yamane and F. Furumura, "Strength elasticity and the thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures", Int. Seminar on Concrete for Nuclear Reactors, ACI SP-34, 1, Detroit, Michigan, 1972, pp. 377-406.
- 8.99 H. W. Brewer, "General relation of heat flow factors to the unit weight of concrete", J. Portl. Cem. Assoc. Research and Development Laboratories, 9, núm. 1, enero 1967, pp. 48-60.
- 8.100 R. A. Helmuth, "Dimensional changes of hardened portland cement pastes caused by temperature changes", Proc. Highw. Res. Board, 40, 1961, pp. 315-36.
- 8.101 D. J. Hannant, "Effects of heat on concretes strength", Engineering, 197, London, febrero 21, 1964, p. 302.
- 8.102 K. W. Nasser and A. M. Neville, "Creep of concrete at elevated temperatures", J. Amer. Concr. Inst., 62, diciembre 1965, pp. 1567-79.
- 8.103 M. S. Abrams and A. H. Gustafson, "Fire endurance of concrete slabs as influenced by thickness, aggregate type, and moisture", J. Portl. Cem. Assoc. Research and Development Laboratories, 10, núm. 2, mayo 1968, pp. 9-24.
- 8.104 J. C. Maréchal, "Variations in the modulus of elasticity and Poisson's ratio with temperature", Int. Seminar on Concrete for Nuclear Reactors, ACI SP-34, 1, Detroit, Michigan, 1972, pp. 495-503.
- 8.105 Rilem Winter Construction Committee, Recommandations pour le bétonnage en hiver, Supplément aux Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, núm. 190, Béton, Béton Armé núm. 72, octubre 1963, pp 1013-37.
- 8.106 U. Trüb, Baustoff Beton (Technische Forschungs und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Wildeg, Switzerland, 1968).
- 8.107 F. Wittmann and J. Lukas, "Experimental study of thermal expansion of hardened cement paste", Materials and Structures, 7, núm. 40, 1974, pp. 247-52.
- 8.108 M. S. Abrams, "Compressive strength of concrete at temperatures to 1600°F", Temperature and Concrete, ACI SP-25, Detroit, Michigan, 1971, pp. 33-58.
- 8.109 L. Johansson, "Flame cleaning of concrete", CBI Reports, 15:75, Swedish Cement and Concrete Research Inst., 1975, 6 pp.
- 8.110 D. Whiting, A. Litvin and S. E. Goodwin, "Specific heat of selected concretes", J. Amer. Concr. Inst., 75, 1978, pp. 299-305.
- 8.111 D. R. Lankard, D. L. Birkimer, F. F. Fondriest and M. J. Snyder, "Effects of moisture content on the structural properties of portland cement concrete exposed to temperatures up to 500°F", Temperature and Concrete, ACI SP-25, Detroit, Michigan, 1971, pp. 59-102.

8.112 R. Sarshar and G. A. Khoury, "Material and environmental factors influencing the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at high temperatures", *Mag. Concr. Res.*, 45, núm. 162, 1993, pp. 51-61.

8.113 S. Goto and D. M. Roy, "The effect of w/c ratio and curing temperature on the permeability of hardened cement paste", *Cement and Concrete Research*, 11, núm.4, 1981, pp. 575-9.

8.114 L. Kristensen and T. C. Hansen, "Cracks in concrete core due to fire or thermal heating shock", *ACI Materials Journal*, 91, núm. 5, 1994, pp. 453-9.

Capítulo 9

Elasticidad, contracción y fluencia

Gran parte del análisis en los capítulos precedentes hizo referencia a la resistencia del concreto, la cual es de importancia significativa en el diseño de las estructuras de concreto. Sin embargo, con cualquier esfuerzo, siempre hay asociada una deformación, y viceversa. La deformación también puede surgir por otras causas además del esfuerzo aplicado. La relación entre esfuerzo y deformación a lo largo de su rango completo es de vital interés en el diseño estructural. El tema de la deformación y, de manera más general, de los diferentes tipos de deformación del concreto es el tema de este capítulo.

Como muchos otros materiales estructurales, el concreto es, hasta cierto grado, elástico. Se dice que un material es perfectamente elástico si la deformación aparece y desaparece inmediatamente con la aplicación y retiro del esfuerzo. Esta definición no implica una relación lineal de esfuerzo-deformación: el comportamiento elástico junto con una relación no lineal de esfuerzo-deformación se exhibe por ejemplo en el vidrio y en algunas rocas.

Cuando el concreto es sometido a carga sostenida, la deformación aumenta con el tiempo; por ejemplo, el concreto exhibe fluencia. Adicionalmente, ya sea que el concreto sea sometido a carga o no, se contrae con el secado, sufriendo contracción. Las magnitudes de contracción y fluencia son del mismo orden que la deformación elástica con el rango normal de esfuerzos, de manera que, en todo momento, deben tomarse en cuenta los diversos tipos de deformación.

Relación de esfuerzo-deformación y módulo de elasticidad

La figura 9.1 muestra una representación característica de la relación de esfuerzo-deformación para un espécimen de concreto cargado y descargado en compresión o tensión hasta un esfuerzo muy por debajo de la resistencia final. En pruebas de compresión, en ocasiones se encuentra una

pequeña parte cóncava hacia arriba de la curva al inicio de la carga; esto se debe al cierre de grietas finas de contracción preexistentes. A partir de la figura 9.1, puede observarse que el término módulo de elasticidad de Young puede, estrictamente hablando, aplicarse solamente a la parte recta de la curva de esfuerzo-deformación, o, cuando no está presente una porción recta, a la tangente de la curva en el origen. Este es el módulo tangente inicial, pero es de limitada importancia práctica. Es posible localizar un módulo tangente en cualquier punto sobre la curva de esfuerzo-deformación, pero este módulo solamente se aplica a cambios muy pequeños en la carga mayores o menores de la carga en la cual se considera el módulo tangente.

La magnitud de las deformaciones observadas y la curvatura de la relación esfuerzo-deformación depende, al menos en parte, de la rapidez de la aplicación de esfuerzo. Cuando la carga se aplica extremadamente rápido, digamos, en menos de 0.01 segundos, las deformaciones registradas se reducen

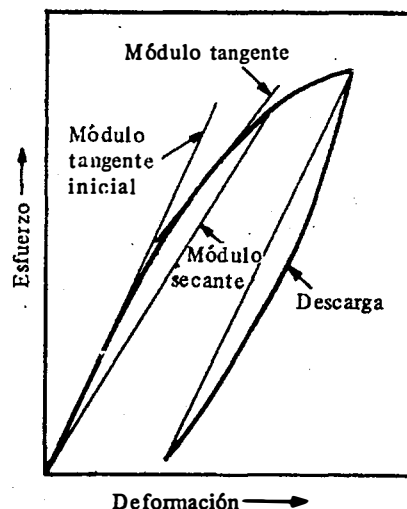


Figura 9.1 Curva característica de la relación esfuerzo/deformación para concreto.

grandemente, y la curvatura de la curva de esfuerzo-deformación se vuelve extremadamente pequeña. Aumenta el tiempo de carga de 5 segundos hasta aproximadamente 2 minutos puede aumentar la deformación hasta en 15 por ciento, pero dentro de un rango de 2 a 10 (o incluso 20) minutos-un tiempo normalmente requerido para probar un espécimen en una máquina ordinaria de pruebas-, el aumento de deformación es muy pequeño. La relación entre la rapidez de deformación y la resistencia, analizada en la página 432, puede ser importante.

El incremento de deformación mientras la carga, o parte de ella, está actuando, se debe a la fluencia del concreto, pero la dependencia de la deformación instantánea respecto de la rapidez de carga hace difícil el deslinde entre la deformación elástica y la deformación por fluencia. Para propósitos prácticos, se hace una distinción arbitraria: la deformación que ocurre durante la carga se considera elástica y el incremento subsecuente de deformación se considera fluencia. El módulo de elasticidad que satisface este requerimiento es el módulo secante de la figura 9.1, también conocido como módulo de cuerda. El módulo secante es un módulo estático porque se determina a partir de una relación experimental de esfuerzo-deformación sobre un cilindro de prueba, en contraste con el módulo dinámico, considerado en la página 292.

Ya que el módulo secante disminuye con un aumento de esfuerzo, siempre debe declararse el esfuerzo al cual se ha de-

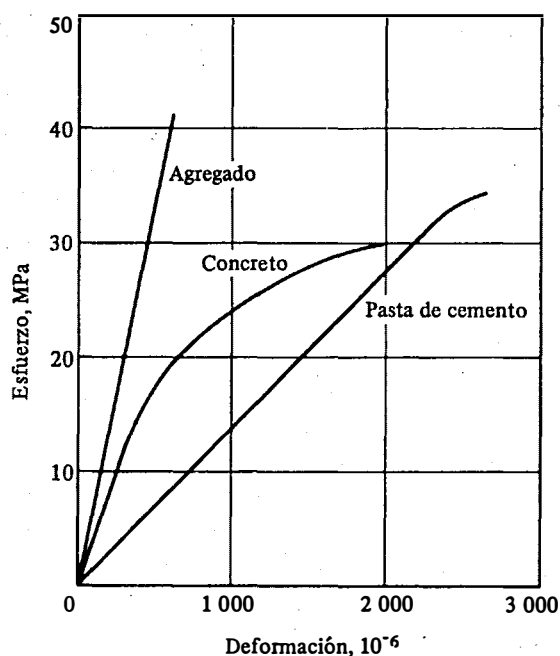


Figura 9.2 Relaciones esfuerzo-deformación para pasta de cemento, agregado y concreto.

terminado el módulo. Para propósitos comparativos, el esfuerzo máximo aplicado se elige como una proporción fija de la resistencia final. Esta proporción se percibe como 33 por ciento en la norma BS 1881: Parte 121: 1983, y como 40 por ciento en la norma ASTM C 469-94. Para eliminar fluencia, y también para lograr el asentamiento de los calibradores, se requieren al menos dos ciclos de precarga al máximo esfuerzo. El esfuerzo mínimo debe ser tal que el cilindro de prueba no se mueva. Este mínimo se especifica en la norma BS 1881: Parte 121: 1983 como 0.5 MPa, la norma ASTM-469-94 especifica una deformación mínima de 50×10^{-6} . La curva de esfuerzo-deformación en la tercera o cuarta carga exhibe solamente una pequeña curvatura.

Es interesante notar que los dos componentes del concreto, esto es, la pasta de cemento hidratado y el agregado, cuando son sometidos a carga individual, exhiben una relación sensiblemente lineal de esfuerzo-deformación (figura 9.2), aunque se han hecho algunas sugerencias acerca de la falla de linealidad de la relación esfuerzo-deformación de la pasta de cemento hidratado.^{9.100} La razón para la relación curvada en el material compuesto-concreto se halla en la presencia de interfases entre la pasta de cemento y el agregado y en el desarrollo de microagrietamientos por adherencia en esas interfaces.^{9.42} El desarrollo progresivo de microagrietamientos fue confirmado por la radiografía de neutrones.^{9.62}

El desarrollo de microagrietamientos significa que la energía de deformación almacenada se transforma en energía superficial de las nuevas faces de grietas. Puesto que las grietas se desarrollan progresivamente en las interfaces que hacen ángulos variantes con la carga aplicada, y responden al esfuerzo local, hay un incremento progresivo en la intensidad del esfuerzo local y en la magnitud de la deformación. En otras palabras, una consecuencia del desarrollo de las grietas es una reducción del área efectiva que resiste la carga aplicada, de manera que el esfuerzo local es más grande que el esfuerzo nominal basado sobre el área transversal del espécimen. Estos cambios significan que la deformación se incrementa a una velocidad más rápida que el esfuerzo nominal aplicado, y es así que la curva de esfuerzo-deformación continúa modificando su pendiente más con un aparente comportamiento pseudoplástico.^{9.43}

Cuando el esfuerzo aplicado aumenta más allá de aproximadamente 70 por ciento de la resistencia final, se desarrolla el agrietamiento del mortero (que conecta las grietas de adherencia) (véase la página 205) y el diagrama de esfuerzo-deformación disminuye su pendiente. El desarrollo de un sistema continuo de agrietamientos reduce el número de trayectorias que llevan carga.^{9.62} y, finalmente, la resis-

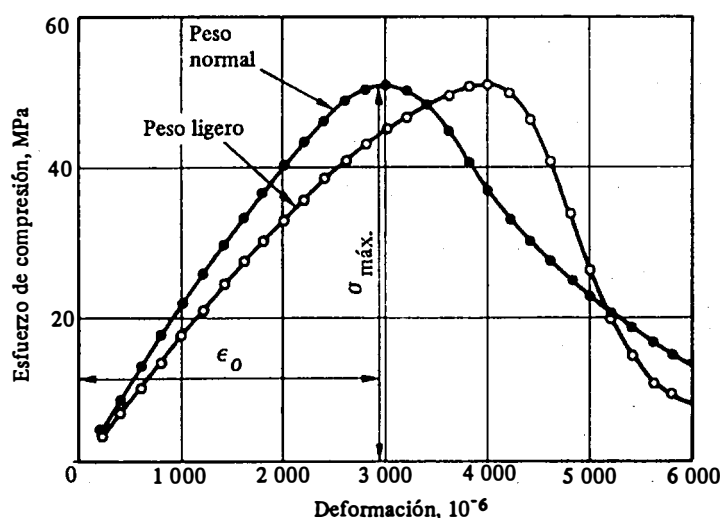


Figura 9.3 Relación esfuerzo-deformación de concretos probados a compresión a una rapidez constante de deformación ^{9.36}

cia última del espécimen es alcanzada. Esta es la parte del pico de la curva de esfuerzo-deformación.

Si la máquina de pruebas permite una disminución en la carga aplicada, la deformación continuará aumentando con una disminución del esfuerzo nominal aplicado. Esta es la parte que sigue al pospico de la curva de esfuerzo-deformación, la cual representa ablandamiento por deformación del concreto. Sin embargo, la parte descendente observada de la curva de esfuerzo-deformación no es una propiedad material ^{9.65} pero es afectada por las condiciones de prueba. Los principales factores de influencia son la rigidez de la máquina de prueba en relación con la rigidez del espécimen de prueba y la rapidez de deformación. ^{9.67} En la figura 9.3, ^{9.36} se muestra una curva típica completa de esfuerzo-deformación.

Se puede notar que, si la curva de esfuerzo-deformación termina abruptamente en el pico, el material se clasificaría como frágil. Cuanto menos inclinada es la parte descendente de la curva de esfuerzo-deformación, tanto más dúctil es el comportamiento. Si la pendiente más allá del pico fuera cero, se diría que el material es perfectamente plástico.

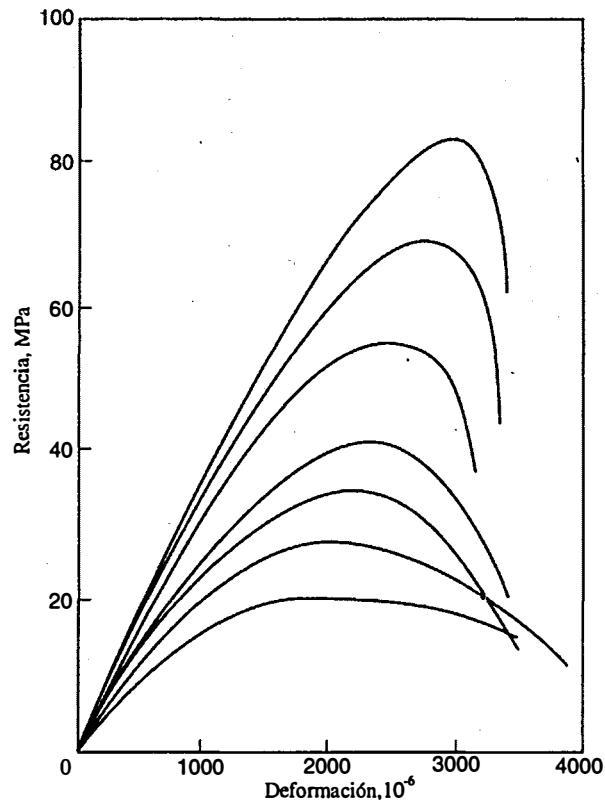
En el diseño estructural del concreto reforzado, con frecuencia debe considerarse la curva completa de esfuerzo-deformación en forma idealizada. Por esta razón, el comportamiento del concreto que tiene una muy alta resistencia es de especial interés. Dicho concreto desarrolla menor cantidad de grietas que el concreto de resistencia normal durante todas las etapas de carga; ^{9.66} en consecuencia, la parte ascendente de la curva de esfuerzo-deformación es más inclinada y lineal hasta una proporción muy alta de la resistencia última. La parte descendente de la curva también es muy inclinada (véase la figura 9.4) de manera que el

concreto de alta resistencia es más frágil que el concreto ordinario, y en verdad se ha encontrado con frecuencia falla explosiva de una parte local de especímenes de concreto de alta resistencia probados a compresión. Sin embargo, la fragilidad aparente del concreto de alta resistencia no se refleja necesariamente en el comportamiento de los miembros de concreto reforzado hechos con dicho concreto. ^{9.63, 9.64}

El comportamiento del concreto de alta resistencia también presenta interés con respecto a la deformación a diversos niveles de esfuerzo. Si se considera el esfuerzo, por ejemplo el esfuerzo en servicio, se expresa como una fracción de la resistencia última, a la que se hace referencia como la relación de esfuerzo/resistencia, entonces pueden hacerse las siguientes observaciones. A la misma relación de esfuerzo/resistencia, cuanto más resistente es el concreto, mayor es la deformación. Al esfuerzo máximo, es decir al esfuerzo correspondiente a la resistencia última, en un concreto a 100 MPa, la deformación es típicamente de 3×10^{-3} a 4×10^{-3} ; en un concreto de 20 MPa, la deformación es de aproximadamente 2×10^{-3} . Sin embargo, al someterse al mismo esfuerzo, sin considerar la resistencia, el concreto más resistente exhibe una menor deformación. Se sigue que el concreto de alta resistencia tiene un mayor módulo de elasticidad, como puede verse en la figura 9.4.

Entre parentésis, podemos observar que este comportamiento contrasta con el de diferentes grados de acero, posiblemente porque la resistencia de la pasta de cemento hidratado está regida por la relación de gel/espacio, de la cual puede esperarse que afecte también la rigidez del material cementante. Por otro lado, la resistencia del acero está relacionada con la estructura y con los límites de los cristales pero no con los huecos, de manera que la rigidez del material no es afectada por su resistencia.

Figura 9.4 Ejemplos de relación esfuerzo - deformación en compresión para cilindros de concreto con resistencia a la compresión hasta 85 MPa

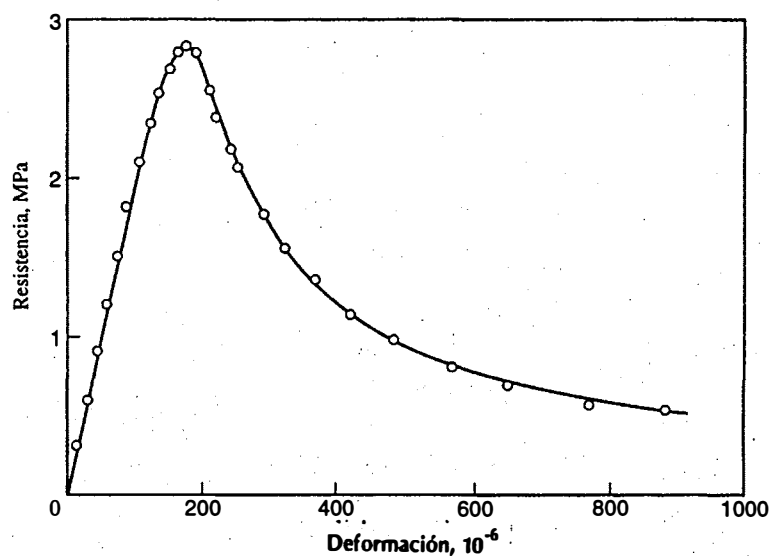


El concreto de agregado de peso ligero exhibe una parte descendente más inclinada de la curva de esfuerzo-deformación^{9.36} (véase la figura 9.3), es decir, tiene un comportamiento un poco más frágil que el concreto de peso normal.

La curva esfuerzo-deformación en tensión es similar en forma a aquella en compresión (véase la figura 9.5), pero se necesita una máquina especial de pruebas.^{9.61} En tensión

directa, el desarrollo de grietas tiene el efecto doble de reducir el área efectiva que resiste el esfuerzo y de incrementar la contribución de grietas a la deformación global. Ésta puede ser la razón de por qué la desviación de la linealidad de la relación esfuerzo-deformación en tensión ocurre a una relación ligeramente menor de esfuerzo-resistencia que en compresión.^{9.34}

Figura 9.5 Ejemplos de la relación esfuerzo - deformación en tensión directa (basados en la ref. 9.61)



Expresiones para la curva de esfuerzo-deformación

Puesto que la forma precisa de la curva completa de esfuerzo-deformación para concreto no es una propiedad del material per se sino depende de los preparativos de prueba, no tiene una importancia fundamental el formular una ecuación para la relación de esfuerzo-deformación. Esto no es negar la utilidad de tal ecuación en el análisis estructural. Se han hecho numerosos intentos para desarrollar ecuaciones. Pero probablemente la ecuación más satisfactoria fue sugerida por Desayi y Krishnan:^{9.44}

$$\sigma = \frac{E_r}{1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2}$$

donde

ϵ = deformación

σ = esfuerzo

ϵ_0 = deformación al esfuerzo máximo, y

E = módulo inicial tangente, que se supone es el doble del módulo secante al esfuerzo máximo $\sigma_{\max}$, es decir

$$E = \frac{2\sigma_{\max}}{\epsilon_0}$$

La última suposición es dudosa porque tanto $\sigma_{\max}$ como ϵ_0 son fuertemente afectados por las condiciones de prueba, y una forma más general de la ecuación que no está restringida por esta suposición, ha sido desarrollada por Carreira y Chu.^{9.67}

Expresiones para el módulo de elasticidad

No hay duda de que el módulo de elasticidad aumenta con un incremento de la resistencia a la compresión del concreto, pero no existe ningún acuerdo sobre la forma precisa de la relación. Esto es sorprendente, debido al hecho de que el módulo de elasticidad del concreto es afectado por el módulo de elasticidad del agregado y por la relación volumétrica del agregado en el concreto. Lo anterior es raramente conocido, de manera que algunas expresiones, por ejemplo la del ACI-318-95,^{9.98} consideran para el módulo de elasticidad del agregado por medio de un coeficiente que es una función de la densidad del concreto, elevando normalmente la densidad a la potencia 1.5.

Todo lo que puede decirse con seguridad es que el incremento del módulo de elasticidad del concreto es progresivamente menor que el incremento de la resistencia a la compresión. De acuerdo con el ACI-318-95,^{9.98} el módulo es proporcional a la resistencia elevada a la potencia 0.5. La expresión para el módulo secante de elasticidad del concreto, E_c , en kg/cm^2 , recomendada por el ACI 318-89 (revisada en 1992)^{9.98} para cálculos estructurales, aplicable a concreto de peso normal, es $E_c = 15000(f'_c)^{0.5}$ donde f'_c es la resistencia a la compresión de los cilindros normales de prueba en kg/cm^2 . Cuando E_c se expresa en GPa y f'_c en MPa la expresión es

$$E_c = 4.73(f'_c)^{0.5}$$

Algunas otras expresiones usan el índice de potencia 0.33 en lugar de 0.5, y también añaden un término constante en el lado derecho de la ecuación.

Para concretos con resistencias de hasta 83 Mpa, el ACI 363 R-92^{9.99} cita

$$E_c = 3.32(f'_c)^{0.5} + 6.9$$

donde E_c se expresa en GPa y f'_c en MPa. En el rango de resistencias entre 80 y 140 MPa, Kakizaki y otros^{9.95} hallaron que el módulo de elasticidad E_c está relacionado aproximadamente con la resistencia f'_c , mediante la expresión

$$E_c = 3.65(f'_c)^{0.5}$$

usando las anteriores unidades de medición. Se halló que el módulo no fue afectado por el curado pero participó por el módulo de elasticidad del agregado grueso del concreto. Esta dependencia es una consecuencia de la naturaleza bifásica del concreto.^{9.84} La calidad de la adherencia entre las dos fases es importante y puede afectar el valor del módulo de elasticidad del concreto cuando la adherencia es particularmente fuerte, como es el caso del concreto de alto desempeño (véase la página 473). Además, ya que dicho concreto está hecho con agregado de alta resistencia, el cual es probable que tenga un alto módulo de elasticidad, el concreto de alto comportamiento tiende a tener mayor módulo de elasticidad que el que se esperaría a partir de una extrapolación de expresiones para el concreto ordinario.

Cuando la densidad del concreto, está entre 2200-2400 kg/m^3 (tomada para el rango del concreto de peso normal) y se expresa en libras por pie cúbico, el módulo de elasticidad es dado por el ACI 318-95^{9.98} como

$$E_c = 0.1365\rho^{1.5}(f'_c)^{0.5}$$

En unidades SI, esta expresión hace

$$E_c = 43\rho^{1.5}(f'_c)^{0.5} \times 10^{-6}$$

El uso del coeficiente de potencia de 1.5 aplicado a la densidad del concreto puede no ser correcto. De acuerdo con Lydon y Balendran,^{9,70} el módulo de elasticidad del agregado es proporcional al cuadrado de su densidad. Cualquiera que sea el valor del índice de potencia, la razón es que, a un contenido constante de agregado, la densidad del concreto aumenta con el incremento de la densidad del agregado.

La naturaleza bifásica del concreto también significa que las proporciones volumétricas del agregado y de la pasta de cemento hidratado afectan el valor del módulo de elasticidad a una determinada resistencia del concreto. Como el agregado de peso normal tiene un mayor módulo de elasticidad que la pasta de cemento hidratado, un mayor contenido de agregado dado da por resultado un mayor módulo de elasticidad del concreto para una resistencia a la compresión dada.

El agregado de peso ligero tiene una menor densidad que la pasta de cemento hidratado y por lo tanto tiene influencia en el módulo de elasticidad del concreto. La consideración de la densidad del concreto en la expresión del ACI 318.95^{9,98} significa que el concreto de agregado de peso ligero puede ser cubierto por la misma expresión. Podemos notar que, puesto que el módulo de elasticidad del agregado de peso ligero difiere poco del módulo de la pasta de cemento endurecido, las proporciones de la mezcla no afectan al módulo de elasticidad del concreto de agregado de peso ligero.^{9,7}

Se halló que, para concreto colado y almacenado a 0 °C, la rapidez de cambio en el módulo de elasticidad con un incremento en la resistencia del concreto es un poco más inclinada que en una temperatura ambiente,^{9,59} pero parece que la diferencia no es importante.

Hasta ahora, hemos considerado el módulo de elasticidad en compresión. Se dispone de pocos datos para el módulo de elasticidad del concreto en tensión, el cual puede determinarse en tensión directa o a partir de la deflexión de especímenes en flexión; donde sea necesario, debe aplicarse una corrección para cortante.^{9,5} La mejor suposición que puede hacerse acerca del módulo de elasticidad en tensión es aquella de que es igual al módulo en compresión. Esto se estableció ampliamente mediante pruebas^{9,34,9,70} y también puede observarse a partir de una comparación de las figuras 9.4 y 9.5.

El módulo de elasticidad en cortante (módulo de rigidez) no se determina normalmente por medición directa.

No se cree que las condiciones de curado *per se* afecten el módulo de elasticidad, pero si es diferente la influencia del curado sobre la resistencia. Por el contrario,^{9,69} algunos informes pueden posiblemente explicarse por el hecho de

que se considera la resistencia de los especímenes normales de prueba, más que la del concreto real. Más que eso, es necesario distinguir entre la influencia del curado sobre el módulo de elasticidad, lo cual también afecta la resistencia, por un lado, y la influencia de la condición de humedad durante la prueba, por el otro. Los efectos de lo anterior sobre el módulo de elasticidad y sobre de la resistencia no necesitan ser los mismos; esto se analiza en la página 418.

Módulo dinámico de elasticidad

La sección precedente trató exclusivamente con el módulo estático de elasticidad, el cual da la respuesta de deformación a un esfuerzo aplicado de intensidad conocida. Existe otro tipo de módulo, conocido como el módulo dinámico, que se determina por medio de vibraciones de un espécimen de concreto, aplicándose solamente a un esfuerzo insignificante. El procedimiento para determinar el módulo dinámico de elasticidad se describe en la página 444.

Debido a la ausencia de un esfuerzo significativo aplicado, no se induce microagrietamiento en el concreto y no hay fluencia. En consecuencia, el módulo dinámico se refiere casi a efectos puramente elásticos. Por esta razón, se considera que el módulo dinámico es aproximadamente igual al módulo tangente inicial determinado en la prueba estática, y es, por lo tanto, apreciablemente mayor que el módulo secante el cual se determina por la aplicación de carga a un espécimen de concreto. Sin embargo, se ha objetado esta opinión,^{9,68} y se ha tenido que reconocer que la heterogeneidad del concreto afecta a los dos módulos de diferentes maneras.^{9,1} Por lo tanto, no se puede esperar que exista una relación sencilla entre los dos módulos, con base en el comportamiento físico.

La relación del módulo estático de elasticidad respecto del módulo dinámico, la cual siempre es menor que la unidad, es tanto mayor cuanto mayor es la resistencia del concreto,^{9,9} y probablemente por esta razón, aumenta con la edad.^{9,1} Esta relación variable de módulos significa que no es simple la conversión del valor del módulo dinámico, E_d , el cual es fácil de determinar, como estimador del módulo estático, E_c , cuyo conocimiento se requiere en diseño estructural. No obstante, se han desarrollado diversas relaciones empíricas, válidas para un rango limitado. La más simple de éstas, propuesta por Lydon y Balendran,^{9,70} es

$$E_c = 0.83E_d$$

Una expresión que se utiliza en el reglamento británico para el diseño de estructuras de concreto, CP 110: 1972, es

$$E_c = 125E_d - 19$$

siendo expresados ambos módulos en GPa. Esta expresión no se aplica a concretos que contienen más de 500 kg de cemento por metro cúbico de concreto o para concreto de agregado de peso ligero. Para este último, se sugirió la siguiente expresión:^{9.39}

$$E_c = 1.04E_d - 4.1.$$

Para ambos concretos, normal y de peso ligero, Popovics^{9.57} sugirió que la relación entre los módulos estático y dinámico es una función de la densidad del concreto, justamente como es el caso con la relación entre el módulo estático y la resistencia, es decir,

$$E_c = kE_d^{1.4} p^{-1}$$

donde

p es la densidad del concreto y k es una constante dependiente de las unidades de medición.

Cualquiera que sea la relación entre los módulos, se piensa que no son afectados por la inclusión de aire, el método de curado, la condición de prueba o el tipo de cemento utilizado.^{9.11}

El módulo dinámico de elasticidad es de considerable valor al estudiar el cambio en un espécimen de prueba individual, por ejemplo, como consecuencia de ataque químico.

Relación de Poisson

Cuando se aplica una carga uniaxial a un espécimen de concreto, esto produce una deformación longitudinal en la dirección de la carga aplicada, y, al mismo tiempo, una deformación lateral de signo contrario. La relación de la deformación lateral respecto de la deformación longitudinal es llamada relación de Poisson; el signo de la relación se ignora. Normalmente, estamos interesados en las consecuencias de una compresión aplicada de manera que la deformación lateral es la tensión, pero la situación es análoga cuando se aplica una carga de tensión.

Para un material isotropo y elástico-lineal, la relación de Poisson es constante pero, en el concreto, la relación de Poisson puede ser influida por condiciones específicas. Sin embargo, para esfuerzos para los cuales la relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación longitudinal es lineal, el valor de la relación de Poisson para concreto es aproximadamente constante. Según las propiedades del agregado utilizado, la relación de Poisson del concreto se halla generalmente en el rango de 0.15 a 0.22 cuando se determina por mediciones de la deformación bajo una carga de compresión. El valor de la relación de Poisson bajo carga de tensión parece ser el mismo que en compresión.^{9.70}

No hay datos sistemáticos disponibles sobre la influencia de diversos factores sobre la relación de Poisson. Se ha informado que el concreto de agregado de peso ligero tiene una relación de Poisson en el extremo menor del rango.^{9.70} Se ha informado^{9.94} que el valor de la relación de Poisson no resulta afectado por el aumento de resistencia con la edad o por la riqueza de la mezcla. La observación anterior necesita ser confirmada porque puede esperarse que las propiedades elásticas del agregado grueso influyan sobre el comportamiento elástico del concreto. Por lo tanto, no puede hacerse ninguna generalización acerca de la relación de Poisson, pero esta falta de información no es crítica en vista del hecho de que, para la mayoría de los concretos, el rango de valores es pequeño: 0.17 a 0.20.

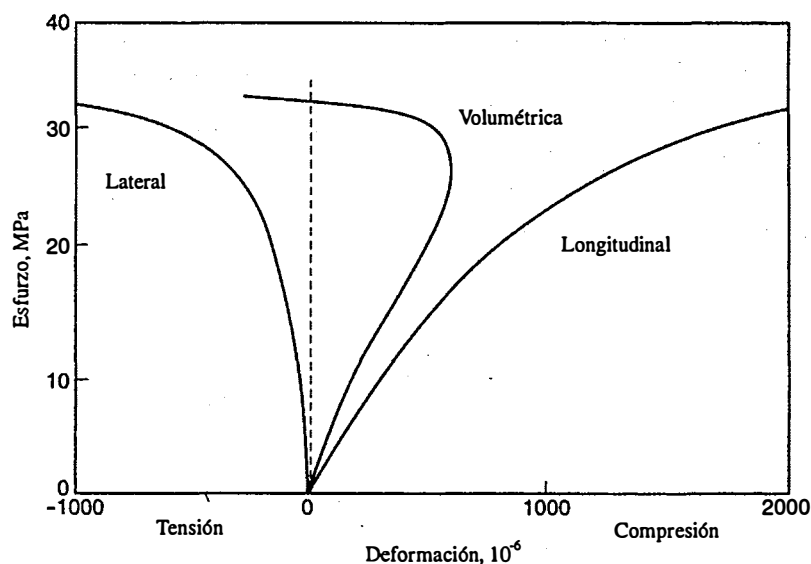
Pruebas sobre mortero saturado han mostrado que el valor de la relación de Poisson es mayor a mayores velocidades de deformación; por ejemplo, se halló^{9.60} que para incrementar de 0.20 a una velocidad de deformación de 3×10^{-6} por segundo a 0.27 es necesaria una velocidad de deformación de 0.15 por segundo. Este efecto puede no ser válido en términos generales.

La figura 9.6 muestra una gráfica típica de deformación longitudinal y de deformación lateral bajo una carga axial de compresión aplicada a un cilindro la cual crece constante y rápidamente. Además, se grafica la deformación volumétrica. Puede observarse que, por encima de cierto esfuerzo, la relación de Poisson aumenta rápidamente; esto es ocasionado por agrietamiento vertical extenso de manera que, de hecho, estamos tratando con una relación de Poisson aparente. Con un aumento adicional de esfuerzo, la velocidad de cambio en deformación volumétrica cambia de signo; y por lo tanto, la relación de Poisson excede el valor de 0.5, y la deformación volumétrica se vuelve de tensión. El concreto ya no es realmente un cuerpo continuo; ésta es la etapa de colapso (compárese con la página 201).

También es posible determinar la relación de Poisson de manera dinámica. La situación física en tal prueba es distinta de aquella con carga estática como es el caso en la determinación del módulo dinámico de elasticidad (véase la página 444). Por esta razón, el valor de la relación de Poisson determinado dinámicamente es mayor que el obtenido a partir de pruebas estáticas; un valor promedio^{9.5} se ubica alrededor de 0.24.

El método dinámico de determinar la relación de Poisson requiere la medición de la velocidad de impulso, V , y también la frecuencia fundamental de resonancia, n , de vibración longitudinal de una viga de longitud L (véase la página 444). La relación de Poisson puede ser entonces calculada a partir de la expresión^{9.12}

Figura 9.6 Deformaciones longitudinales, laterales y volumétricas en un cilindro de concreto sujeto a esfuerzo creciente



$$\left(\frac{V}{2nL}\right)^2 = \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}$$

Puesto que $E_d/\rho = (2nL)^2$, donde ρ = densidad del concreto.

La relación de Poisson también puede hallarse a partir del módulo dinámico de elasticidad E_d como se determina en el modo de vibración longitudinal o transversal (véase la página 444), y el módulo de rigidez G , utilizando la expresión

$$\mu = \frac{E_d}{2G} - 1$$

El valor de G normalmente se determina a partir de la frecuencia de resonancia de vibración de torsión (véase la página 444). Los valores de μ obtenidos por este método son intermedios entre los de las mediciones estáticas directas y los de las pruebas dinámicas.

La relación de la deformación lateral respecto de la deformación longitudinal, bajo esfuerzo sostenido, puede denominarse *relación de Poisson en fluencia*. Los datos sobre esta relación son escasos. A bajos esfuerzos, la relación de Poisson en fluencia no es afectada por el nivel de esfuerzo, lo que indica que las deformaciones longitudinal y lateral ocasionadas por causa de la fluencia están en la misma relación que las deformaciones elásticas correspondientes. Esto significa que el volumen de concreto decrece con el progreso de la fluencia. Por encima de una relación de esfuerzo/resistencia de aproximadamente 0.5, la relación de Poisson en fluencia aumenta significativa y progresivamente con el incremento de esfuerzo sostenido.^{9.93} A una relación sostenida de esfuerzo/resistencia que excede de 0.8 a 0.9, la relación de Poisson en fluencia excede 0.5 y, con el tiempo bajo esfuerzo sostenido, ocurre falla^{9.102} (véase la página 318).

Bajo compresión multiaxial sostenida,^{9.45} la relación de Poisson en fluencia es menor: 0.09 a 0.17.

Cambios tempranos de volumen

Cuando el agua sale de un cuerpo poroso que no es completamente rígido, ocurre contracción. En el concreto, desde su estado fresco hasta su vida en servicio, por lo general ocurre dicho movimiento de agua. Ahora se considerarán las diversas etapas del movimiento del agua y sus consecuencias.

Cuando se analizó el progreso de la hidratación del cemento, se mencionaron los cambios resultantes en el volumen. El más importante de éstos es la reducción de volumen del sistema cemento más agua: mientras la pasta de cemento es plástica, experimenta una contracción volumétrica cuya magnitud es del orden de uno por ciento del volumen absoluto del cemento seco.^{9.13} Sin embargo, la extensión de la deshidratación antes de fraguar es pequeña y, una vez que se ha desarrollado cierta rigidez del sistema de la pasta de cemento hidratado, la contracción inducida por la pérdida de agua por hidratación se restringe grandemente.

El agua también se puede perder por evaporación a partir de la superficie del concreto mientras aún está en estado plástico. Puede ocurrir una pérdida similar por succión del concreto seco subyacente o del suelo. Esta contracción es conocida como *contracción plástica* puesto que el concreto aún está en estado plástico. La magnitud de la contracción plástica es afectada por la cantidad de agua perdida a partir de la superficie del concreto, la cual es influida por la temperatura, la humedad relativa del ambiente, y la velocidad del viento (véase la tabla 9.1). Sin embargo, la rapidez de pérdida de agua *per se* no predice contracción plástica;^{9.103}

Tabla 9.1 Contracción plástica de pasta de cemento puro almacenada a la intemperie a una humedad relativa de 50 por ciento y temperatura de 20 °C.

Velocidad del viento	Contracción 8 horas después de la colocación (10 ⁻⁶)
m/s	
0	1700
0.6	6000
1.0	7300
7 a 8	14000

mucho depende de la rigidez de la mezcla. Si la cantidad de agua perdida por unidad de área unitaria excede la cantidad de agua extraída a la superficie por sangrado (véase la página 141) y es grande, puede ocurrir agrietamiento de la superficie. Esto es conocido como *agrietamiento por contracción plástica*, mencionado en la página 276. La prevención completa de la evaporación inmediatamente después del colado elimina el agrietamiento.^{9.47}

Como se expuso en la sección de elaboración del concreto en clima cálido, el medio efectivo para prevenir el agrietamiento por contracción plástica es mantener baja la rapidez de evaporación del agua a partir de la superficie del concreto; se recomienda no exceder el valor de 1 kg/m² por hora.^{9.97} Habrá que recordar que la evaporación se incrementa cuando la temperatura del concreto es mucho mayor que la temperatura ambiente; en tales circunstancias puede ocurrir contracción plástica, incluso si la humedad relativa del aire es alta. Por lo tanto, es mejor proteger el concreto del sol y del viento, para colocarlo y acabarlo rápidamente,

y para iniciar en seguida el curado. Deberá evitarse colocar el concreto sobre la subrasante seca.

El agrietamiento también se desarrolla por encima de obstrucciones en asentamiento uniforme, por ejemplo, en acero de refuerzo o en grandes partículas de agregado, esto es agrietamiento por asentamiento plástico, el cual se analiza en la sección sobre colado del concreto en clima cálido. También puede desarrollarse agrietamiento plástico cuando una gran área horizontal de concreto hace que la contracción en dirección horizontal sea más difícil que la vertical; entonces se forman grietas profundas de forma irregular.^{9.15} Tales agrietamientos pueden llamarse apropiadamente grietas de prefragado. Las grietas típicas de contracción plástica son normalmente paralelas unas a otras, con espacio de 0.3 a 1 m entre sí y de profundidad considerable. Habitualmente, no se extienden a los extremos libres del concreto porque la contracción sin restricción es posible ahí.

La contracción plástica es tanto mayor cuanto mayor es el contenido de cemento de la mezcla^{9.14} (figura 9.7) y, por tanto, menor la relación agua/cemento.^{9.73} La relación entre sangrado y contracción plástica no es directa; ^{9.15} por ejemplo, el retardo del fraguado permite más sangrado y conduce al aumento de contracción plástica.^{9.73} Por otro lado, la mayor capacidad de sangrado previene un secado completo muy rápido de la superficie del concreto y esto reduce el *agrietamiento* por contracción plástica. En la práctica, lo que importa es el agrietamiento.

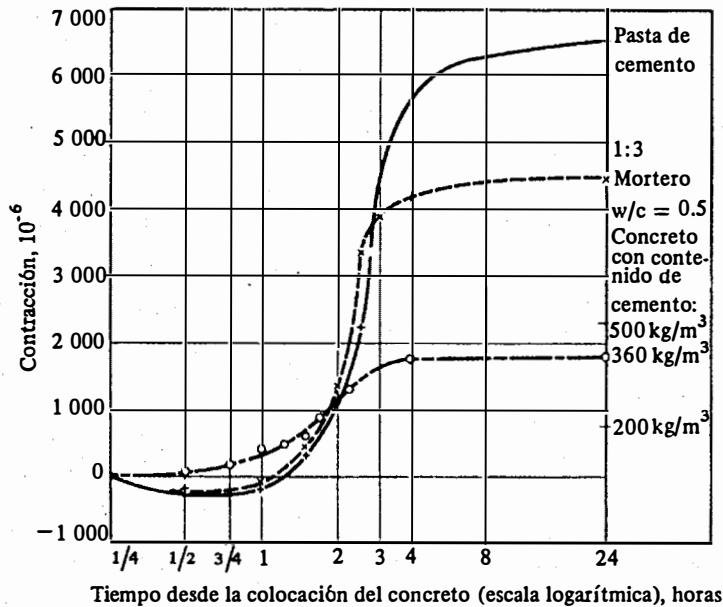


Figura 9.7 Influencia del contenido de cemento de la mezcla sobre la contracción temprana en aire a 20 °C y humedad relativa de 50 por ciento con velocidad del viento de 1.0 m/s^{9.14}

Contracción autógena

Los cambios de volumen también ocurren después de haber tenido lugar el fraguado, y pueden ser en la forma de contracción o de expansión. La hidratación continua, cuando existe un suministro de agua, conduce a expansión (véase la siguiente sección) pero, cuando no se permite movimiento de humedad hacia o desde la pasta de cemento, ocurre la contracción. Esta contracción es la consecuencia del retiro de agua de los poros capilares para hidratación del cemento hasta ahora sin hidratar, un proceso conocido como autodesecación.

La contracción de tal sistema conservador es conocido como contracción autógena o cambio autógeno de volumen, y ocurre en la práctica dentro de una masa de concreto. La contracción de la pasta de cemento está restringida por el esqueleto rígido de la pasta de cemento ya hidratado (mencionado en la sección precedente) y también por las partículas de agregado. En consecuencia, la contracción autógena del concreto es de un orden de magnitud más pequeño que en la pasta de cemento puro.^{9.74}

Aunque la contracción autógena es tridimensional, normalmente se expresa como una deformación lineal, de manera que puede ser considerada al lado de la contracción por secado. Los valores típicos de la contracción autógena son aproximadamente 40×10^{-6} a la edad de un mes y 100×10^{-6} después de cinco años.^{9.17} La contracción autógena tiende a aumentar a mayores temperaturas, con un mayor contenido de cemento, y posiblemente con cementos más finos,^{9.46} y con cementos que tienen un alto contenido de C₃A y C₄AF. A un contenido constante de cemento mezclado, un mayor contenido de ceniza volante conduce a una menor contracción autógena.^{9.46} Puesto que la autodesecación es mayor a relaciones agua/cemento más bajas, podría esperarse que aumentara la contracción autógena, pero esto puede no ocurrir a causa de la estructura más rígida de la pasta de cemento hidratado a relaciones agua/cemento más bajas. No obstante, a relaciones agua/cemento muy bajas la contracción autógena es muy alta: se informó^{9.88} de un valor de 700×10^{-6} para concreto con una relación agua/cemento de 0.17.

Como se afirmó en el párrafo precedente, la contracción autógena es relativamente pequeña, excepto a relaciones agua/cemento extremadamente bajas, y para propósitos prácticos (salvo en estructuras de concreto masivo) no necesita distinguirse de la contracción causada por el secado completo del concreto. Esta última es conocida como contracción por secado y, en la práctica, normalmente incluye aquella como contracción causada por cambio autógeno de volumen.

Expansión

La pasta de cemento o concreto curado continuamente en agua a partir del tiempo de colocación exhibe un incremento neto de volumen y un incremento de masa. Esta expansión es causada por la absorción de agua por el gel de cemento: las moléculas de agua actúan contra las fuerzas de cohesión y tienden a forzar a las partículas de gel a separarse más, con una presión de expansión resultante. Adicionalmente, el ingreso de agua disminuye la tensión superficial del gel, y se presenta una expansión pequeña adicional.^{9.18} La expansión lineal de la pasta de cemento puro (relativa a las dimensiones 24 horas después del colado) tiene los valores típicos de:^{9.14}

- $1,300 \times 10^{-6}$ después de 100 días
- $2,000 \times 10^{-6}$ después de 1,000 días y
- $2,200 \times 10^{-6}$ después de 2,000 días

Estos valores de expansión, como aquellos de contracción y fluencia, se expresan como cambio de dimensión lineal en metros por metro.

La expansión del concreto es considerablemente menor, aproximadamente de 100×10^{-6} a 150×10^{-6} para una mezcla con un contenido de cemento de 300 kg/m^3 .^{9.1} Este valor se alcanza de 6 a 12 meses después del colado, y sólo ocurre una pequeña expansión adicional.

La expansión es acompañada por un incremento del orden de 1 por ciento.^{9.14} Así, el incremento de masa es considerablemente más grande que el incremento de volumen puesto que el agua entra a ocupar el espacio creado por la disminución de volumen durante el tiempo de hidratación del sistema cemento - agua.

La expansión es más grande en agua de mar y también bajo presión alta; dichas condiciones existen en estructuras profundas en agua de mar. A una presión de 10 MPa (la cual corresponde a una profundidad de 100 m), la magnitud de la expansión después de tres años puede ser cerca de ocho veces mayor que a presión atmosférica.^{9.10} La expansión que ocasiona el movimiento de agua de mar dentro del concreto tiene implicaciones en cuanto al ingreso de cloruros dentro del mismo (véase la página 395).

Contracción por secado

El retiro de agua del concreto almacenado en aire no saturado ocasiona contracciones por secado. Una parte de este movimiento es irreversible y se deberá distinguir del movimiento reversible de humedad causado al alternar las condiciones de almacenaje de mojado y secado.

Mecanismo de contracción

El cambio de volumen del concreto secándose no es igual al volumen de agua removida. La pérdida de agua libre, la cual ocurre primero, ocasiona poca o ninguna contracción. Al continuar el secado, el agua adsorbida es removida y el cambio de volumen de la pasta de cemento hidratado sin restricciones en esa etapa es aproximadamente igual a la pérdida de una capa de agua del espesor de una molécula de la superficie de todas las partículas de gel. Puesto que el espesor de una molécula de agua es de cerca de uno por ciento del tamaño de la partícula de gel, se esperaría un cambio lineal en las dimensiones de la pasta de cemento a la edad del secado completo^{9.18} del orden de $10,000 \times 10^{-6}$; valores hasta de $4,000 \times 10^{-6}$ se han observado en la realidad.^{9.19}

La influencia de tamaño de partícula de gel sobre el secado se muestra por la baja contracción de las rocas naturales de grano mucho más grueso (aún cuando altamente porosas) para edificaciones y por la alta contracción de lutita de grano fino.^{9.18} También la pasta de cemento curada con vapor de agua a alta presión, la cual es microcristalina y tiene una superficie específica baja, se contrae de 5 a 10 veces,^{9.14} y algunas veces incluso 17 veces,^{9.20} menos que una pasta similar curada normalmente.

También es posible que la contracción, o parte de ella, esté relacionada con la remoción de agua intracrystalina. Se ha

mostrado que el hidrato de silicato de calcio experimenta un cambio en la red de 1.4 a 0.9 nm durante el tiempo de secado.^{9.21} El C₄A hidratado y el sulfoaluminio de calcio muestra un comportamiento similar.^{9.22} Es así que no hay certeza de si el movimiento de humedad asociado con la contracción es intercrystalino o intracrystalino. Pero, como las pastas hechas con ambos cementos portland y de alta alúmina, y también con monoaluminio molido y puro de calcio, exhiben esencialmente contracción similar, la causa fundamental de la contracción debe buscarse en la estructura física del gel más que en sus caracteres químicos y mineralógicos.^{9.22}

La relación entre la masa de agua perdida y la contracción se muestra en la figura 9.8. Para pastas de cemento puro, las dos cantidades son proporcionales una a otra ya que no hay agua capilar presente y sólo se remueve agua adsorbida. Sin embargo, mezclas a las cuales se ha añadido sílice pulverizado y las que, por razones de trabajabilidad, requieren una relación agua/cemento más alta, contienen poros capilares incluso cuando están completamente hidratados. El vaciado de los poros capilares causa una pérdida de agua sin contracción pero, una vez que se ha perdido el agua capilar, ocurre la remoción de agua adsorbida y causa contracción de la misma manera que en una pasta de cemento puro. Por lo tanto, la pendiente final de todas las curvas de la figura 9.8 es la misma. En concretos que contienen algo de agua en los poros del agregado y en las cavidades grandes (acci-

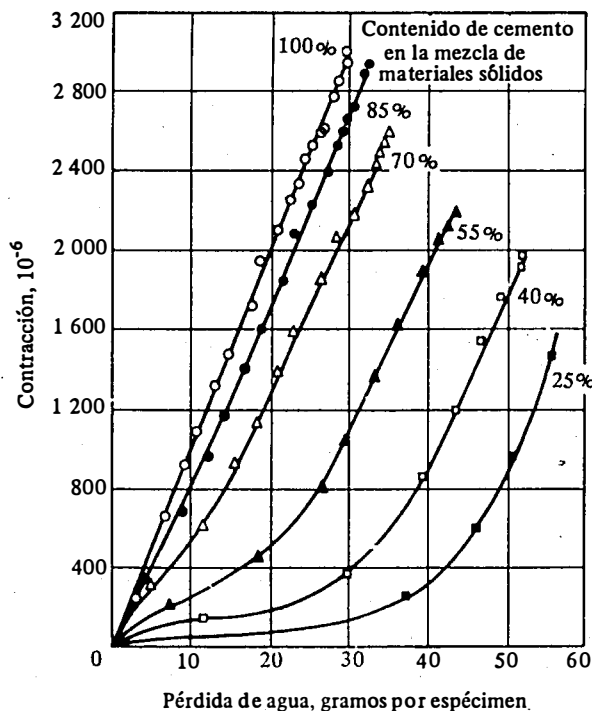
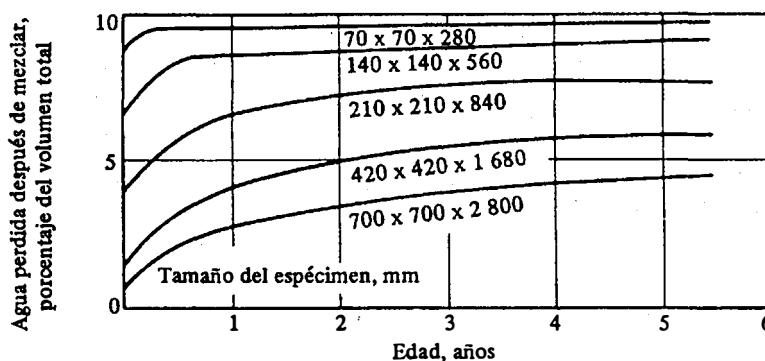


Figura 9.8 Relación entre contracción y pérdida de agua de especímenes de pasta de cemento y sílice pulverizada curada durante 7 días a 21 °C y luego secado^{9.18}

Figura 9.9 Pérdida de agua en prismas de varios tamaños (humedad relativa del aire: 55 por ciento)^{9.55}



dentales) se halla una variación todavía más grande en la forma de las curvas de pérdida de agua vs contracción.

En especímenes de concreto, la pérdida de agua con el tiempo depende del tamaño del espécimen. Un patrón generalizado de pérdida de agua con distancia a partir de las superficies secas fue desarrollado por Mensi y otros^{9.75} sobre el supuesto de que la rapidez de difusión de vapor es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo transcurrido. Sugirieron que lo que ocurre en un cilindro de diámetro D en el tiempo t_1 ocurrirá en un cilindro geoméricamente similar de diámetro kD al tiempo $k^2 t_1$. En miembros de concreto de tamaño real, la situación es menos simple a causa de la presencia de bordes^{9.55} (véase la figura 9.9). En la tabla 9.2 se dan datos del tiempo requerido por el concreto, que al secarse únicamente por una superficie, pierde 80 por ciento del agua evaporable.

Al trasladar los datos sobre la pérdida de agua en la contracción, hay una complicación adicional en que, mientras que en especímenes pequeños de laboratorio el agrietamiento superficial es mínimo y se logra contracción superficial potencial, en miembros estructurales de tamaño real, el agrietamiento superficial afecta la contracción efectiva y causa una redistribución de esfuerzos internos. Posiblemente el agrietamiento también incrementa la rapidez de pérdida de agua. El tema de la influencia del tamaño de un miembro de concreto sobre la contracción se considera en la página 305.

Factores que influyen en la contracción

Hasta donde concierne a la contracción de la pasta misma de cemento hidratado, la contracción es tanto más grande

Tabla 9.2 Períodos indicativos del secado del concreto^{9.56}

Temperatura °C (°F)	Resistencia	Humedad relativa	Conductividad de humedad	Duración del secado para distancias a partir de la superficie expuesta de —mm		
				50	100	200
5	Baja	Baja	Alta	3 m	1 a	4 a
	Media	Media	Media	5 a	20 a	80 a
	Alta	Alta	Baja	50 a	200 a	800 a
20	Baja	Baja	Alta	1 m	5 m	1 ½ a
	Media	Media	Media	2 ½ a	10 a	40 a
	Alta	Alta	Baja	25 a	100 a	400 a
50	Baja	Baja	Alta	10 d	1 m	5 m
	Media	Media	Media	1 a	4 a	15 a
	Alta	Alta	Baja	10 a	40 a	150 a
100	Baja	Baja	Alta	1 d	4 d	15 d
	Media	Media	Media	1 m	5 m	1 ½ a
	Alta	Alta	Baja	1 a	6 a	25 a

d = días, m = meses, y = años

* Para el propósito de esta tabla, el secado es definido como pérdida de 80 por ciento del agua evaporable

cuanto mayor es la relación agua/cemento porque ésta última determina la cantidad de agua evaporable en la pasta de cemento y la rapidez a la cual puede moverse el agua hacia la superficie del espécimen. Brooks^{9.77} demostró que la contracción de la pasta de cemento hidratado es directamente proporcional a la relación agua/cemento entre los valores de aproximadamente 0.2 y 0.6. A relaciones agua/cemento más altas, el agua adicional se remueve durante el tiempo de secado sin que dé por resultado contracción^{9.77} (compárese con la figura 9.8).

Volvamos ahora al mortero y al concreto. La tabla 9.3 da valores típicos de contracción por secado de mortero y de especímenes de concreto de sección transversal cuadrada de 12.7 cm por lado, almacenados a una temperatura de 21 °C y a una humedad relativa de 50 por ciento durante seis meses. Esos valores no son más que una guía ya que la contracción está influida por muchos factores.

La influencia más importante la ejerce el agregado, el cual restringe la cantidad de contracción que realmente puede presentarse. La relación de contracción del concreto, S_c , respecto de la contracción de la pasta de cemento puro, S_p , depende del contenido de agregado en el concreto, a , y es^{9.23}

$$S_c = S_p(1-a)^n.$$

Los valores experimentales de n varían entre 1.2 y 1.7,^{9.14} surgiendo cierta variación por fluencia a partir de la liberación de esfuerzo en la pasta de cemento.^{9.35} La figura 9.10 muestra resultados típicos y proporciona un valor de $n=1.7$.

La validez de estimar la contracción del concreto a partir de la contracción de la pasta de cemento puro que tiene la misma relación agua/cemento y el mismo grado de hidratación, tomando en consideración el contenido de agregado y el

Tabla 9.3 Valores típicos de contracción para especímenes de mortero y de concreto cuadrados de 127 mm en sección recta, almacenados a una humedad relativa de 50 por ciento y 21 °C^{9.19}

Relación agregado/cemento	Contracción después de seis meses (10 ⁻⁶) para una relación agua/cemento de:			
	0.4	0.5	0.6	0.7
3	800	1200	--	--
4	55	850	1050	--
5	0400	600	750	850
6	300	400	550	650
7	200	300	400	500

módulo de elasticidad del agregado, fue confirmada por Hansen y Almudaiheem.^{9.72}

El tamaño y granulometría del agregado per se no influyen en la magnitud de la contracción, pero un agregado más grande permite el empleo de una mezcla más pobre y, por consiguiente, da por resultado una contracción menor. Si cambiar el tamaño máximo del agregado de 6.3 a 152 mm (1/4 a 6 pulg) significa que el contenido de agregado puede aumentar de 60 a 80 por ciento el volumen total de concreto, entonces, como se muestra en la figura 9.10, resultará una disminución triple de contracción.

En forma similar, para una resistencia dada, el concreto de baja trabajabilidad contiene más agregado que una mezcla de alta trabajabilidad hecha con agregado del mismo tamaño y, como consecuencia, la primera mezcla exhibe menor contracción.^{9.18} Por ejemplo, al aumentar el contenido de agregado de concreto de 71 a 74 por ciento (a la misma relación agua/cemento) se reducirá la contracción en aproximadamente 20 por ciento (figura 9.10).

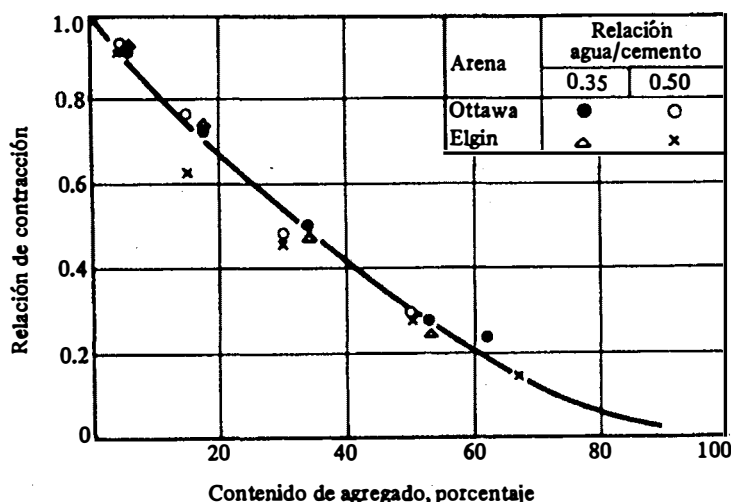


Figura 9.10 Influencia del contenido de agregado en el concreto (por volumen) sobre la relación de la contracción del concreto respecto de la contracción de la pasta de cemento puro^{9.23}

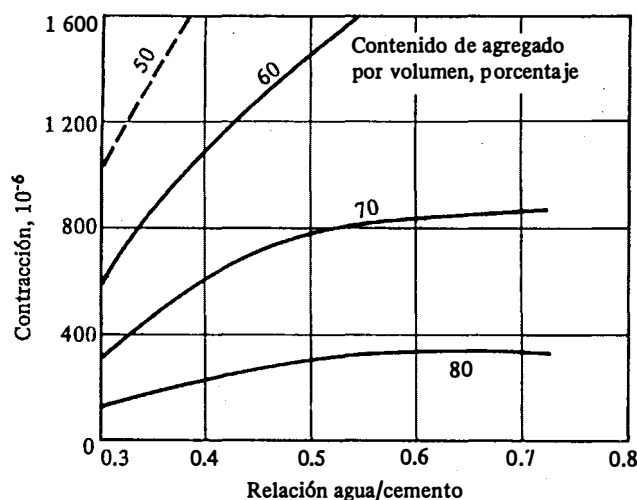
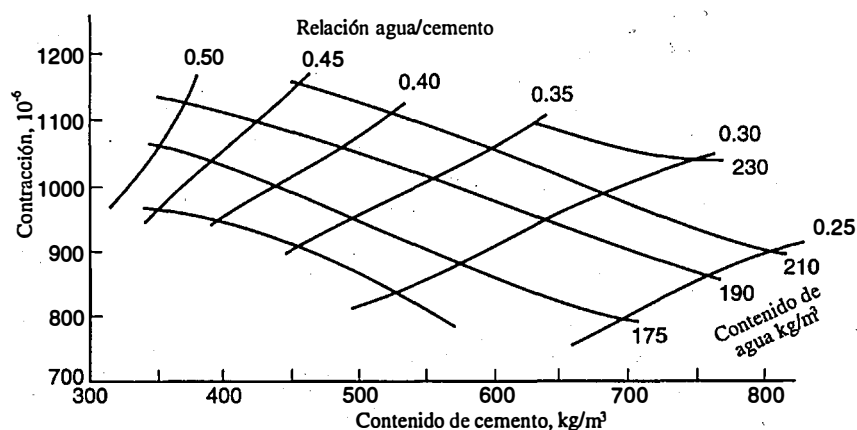


Figura 9.11 Influencia de la relación agua/cemento y el contenido de agregado sobre la contracción^{9.48}

La doble influencia de la relación agua/cemento y el contenido de agregado (tabla 9.3 y figura 9.10) puede ser combinada en una gráfica; esto se hace en la figura 9.11, pero debe recordarse que los valores de contracción dados son sólo típicos para secado en un clima templado. En términos prácticos, a una relación agua/cemento constante, la contracción aumenta con un incremento en el contenido de cemento, puesto que esto da por resultado un volumen más grande de pasta de cemento hidratado que está propenso a contracción. Sin embargo, a una trabajabilidad dada, la cual significa aproximadamente un contenido constante de agua, la contracción no se ve afectada por un incremento en el contenido de cemento o hasta puede disminuir, porque la relación agua/cemento se reduce y, por lo tanto, el concreto está más capacitado para resistir la contracción. El patrón global de estas influencias sobre la contracción^{9.76} se muestra en la figura 9.12.

Figura 9.12 El modelo de contracción como una función del contenido de cemento, contenido de agua y relación agua/cemento; concreto curado húmedo durante 28 días, secado después durante 450 días^{9.76}



El contenido de agua del concreto afecta a la contracción hasta el grado en que reduce el volumen del agregado contenido. Por lo tanto, en general, la cantidad de agua de una mezcla indicaría el orden de contracción que es de esperarse, siguiendo el patrón general de la figura 9.13, pero el contenido de agua por sí mismo es un factor principal. En consecuencia, las mezclas que tienen el mismo contenido de agua, pero de composición que varía ampliamente, pueden exhibir diferentes valores de contracción.^{9.82}

Regresemos ahora al efecto de restricción del agregado sobre la contracción. Las proporciones elásticas del agregado determinan el grado de la restricción ofrecida; por ejemplo, un agregado de acero causa una contracción en un tercio menor, y la lutita expandida a un tercio mayor, que el agregado ordinario.^{9.6} Esta influencia del agregado fue confirmada por Reichard,^{9.49} quien halló una correlación entre contracción y módulo de elasticidad del concreto, el cual depende de la compresibilidad del agregado utilizado (figura 9.14). La presencia de arcilla en el agregado reduce su efecto de restricción sobre la contracción y, puesto que la arcilla por sí misma está sujeta a contracción, los recubrimientos de arcilla sobre el agregado pueden aumentar la contracción hasta 70 por ciento.^{9.18}

Incluso, dentro del rango de agregados ordinarios, existe una variación considerable en la contracción del concreto resultante (figura 9.15). El agregado natural usual no está sujeto normalmente a contracción, pero existen rocas que se contraen al secarse hasta 900×10^{-6} ; ésta es casi la misma magnitud de la contracción del concreto hecho con agregado sin contracción. Los agregados que se contraen están ampliamente distribuidos en partes de Escocia pero también existen en otros lugares. Son principalmente algunas doleritas y basaltos, y también algunas rocas sedimentarias tales como arenisca gris y piedra arcillosa. Por otro lado, se ha hallado que el granito, la caliza y la cuarcita, se mantienen siempre sin contracción.

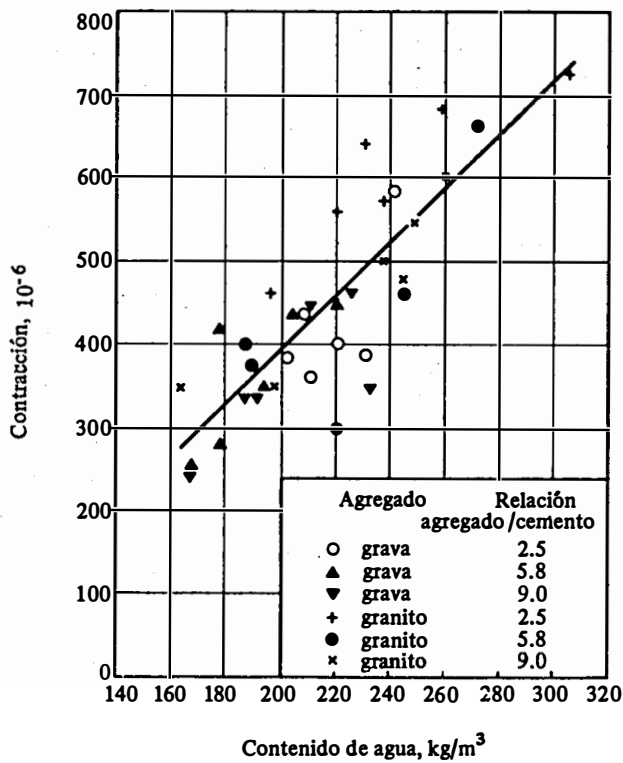


Figura 9.13 Relación entre el contenido de agua del concreto fresco y la contracción por secado 9.25

El concreto hecho con agregado que se contrae, y que exhibe por tanto, alta contracción, puede conducir a problemas de seguridad de servicio en estructuras debido a exceso de deflexión o alabeo (ondulado); si la alta contracción conduce al agrietamiento, la durabilidad de la estructura también puede disminuir. Por estas razones, es útil determinar la contracción de cualquier agregado sospechoso; un método de prueba está prescrito en la norma BS 812: Parte 120: 1983, en la cual la contracción del concreto de proporciones fijas que contiene el agregado dado se determina mediante el secado a 105 °C. La prueba no se utiliza rutinariamente. En esta conexión, es útil notar que las rocas que se contraen normalmente también tienen alta absorción, y esto puede tomarse como una señal de advertencia de que el agregado debería investigarse cuidadosamente en cuanto a sus propiedades de contracción. Una posible forma de tratar con dichos agregados es mezclar agregado de alta y baja contracción.

Normalmente, el agregado de peso ligero conduce a mayor contracción, porque el agregado, al tener un módulo de elasticidad más bajo, ofrece menos restricción a la contracción potencial de la pasta de cemento. Aquellos agregados de peso ligero que tienen una gran relación de material fino

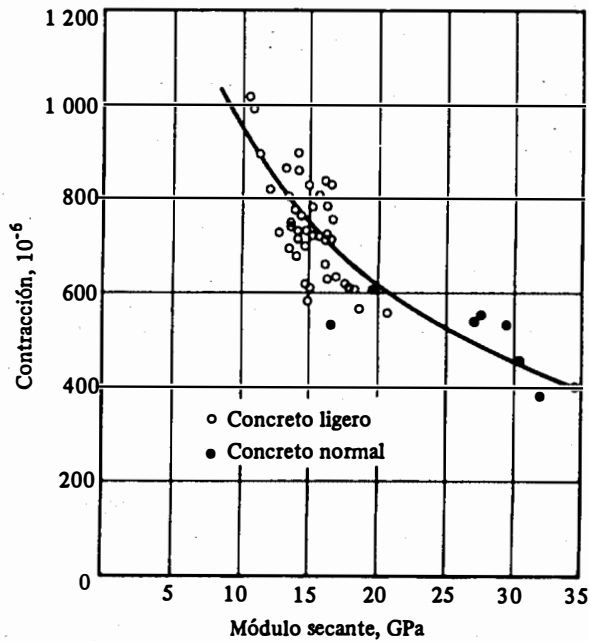
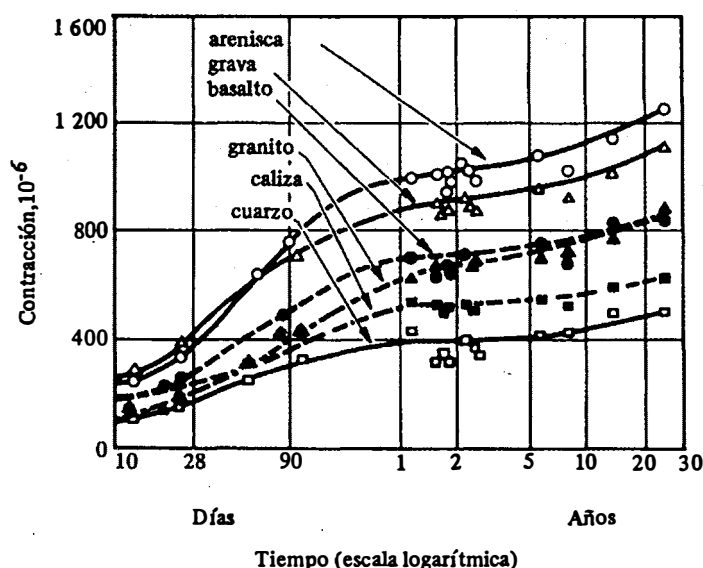


Figura 9.14 Relación entre contracción por secado después de dos años y módulo secante de elasticidad del concreto (a una relación esfuerzo/resistencia de 0.4) a 28 días 9.49

Figura 9.15 Contracción de concretos de proporciones fijas de mezcla pero elaborados con diferentes agregados y almacenados en aire a 21 °C y a una humedad relativa de 50 por ciento. 9.24 Tiempo calculado desde la terminación del curado húmedo a la edad de 28 días



menor al tamiz de 75 μm (número 200) tienen aún mayor contracción, ya que los agregados finos conducen a un contenido de vacíos mayor.

Las propiedades del cemento tienen poca influencia en la contracción del concreto, y Swayze^{9.26} ha mostrado que una mayor contracción de la pasta de cemento puro no significa necesariamente una mayor contracción del concreto hecho con un cemento determinado. La finura del cemento es un factor sólo en cuanto las partículas más gruesas de, digamos, del tamiz de 75 μm (número 200), las cuales se hidratan comparativamente poco, tienen un efecto restrictivo similar al del agregado. De otra forma, al contrario de algunas sugerencias previas, el cemento más fino no aumenta la contracción del concreto hecho con agregado normal^{9.26, 9.41} o de peso ligero,^{9.106} aunque la contracción de la pasta de cemento puro aumente.^{9.40}

Ahora se cree que la composición química del cemento no afecta la contracción excepto en los cementos deficientes en yeso que exhiban un aumento de contracción importante^{9.27} porque la estructura inicial construida en el fraguado determina la estructura subsecuente de la pasta hidratada^{9.22} y por lo tanto, también influye para la relación gel/espacio, la resistencia y la fluencia. Un óptimo contenido de yeso, desde el punto de vista de la retardación del cemento, es un poco más bajo que aquel que conduce a la más baja contracción.^{9.28} Para cualquier cemento dado, el rango de contenido de yeso que es satisfactorio para contracción es menor que el correspondiente al tiempo de fraguado.

La contracción del concreto elaborado con cemento de alta alúmina es de la misma magnitud que cuando se utiliza cemento Portland, pero ocurre mucho más rápidamente.^{9.19}

Si se incluye ya sea ceniza volante o escoria de alto horno molida y granulada en la mezcla, aumenta la contracción. Específicamente, a una relación agua/cemento constante, una relación mayor de ceniza volante o de escoria en el cemento mezclado conduce a mayor contracción, en un 20 por ciento con el primer material, y hasta en 60 por ciento a contenidos muy altos de escoria.^{9.71} El humo de sílice aumenta la contracción a largo plazo.^{9.81}

Los aditivos reductores de agua *per se* probablemente causen un pequeño aumento de la contracción. Su principal efecto es indirecto, el uso de un aditivo puede dar por resultado un cambio en el contenido de agua o en el contenido de cemento de la mezcla, o en ambos, y es la acción combinada de esos cambios la que influye en la contracción.^{9.71} Se ha hallado que los superfluidificantes^{9.71} aumentan la contracción en un 10 a 20 por ciento. Sin embargo, los cambios en la contracción observada son muy pequeños para ser aceptados como confiables y válidos en forma general.

A partir de las afirmaciones precedentes, puede esperarse que la contracción del concreto de muy alta resistencia, el cual contiene un superfluidificante, sea simplemente el resultado de los factores importantes y opuestos: una relación agua/cemento muy baja y un concomitante autosecado alto, la cual conduce a una baja contracción y a un alto contenido de cemento, lo que conduce a alta contracción. De esta manera, el enfoque usual para estimar la contracción es adecuada también para el concreto de muy alta resistencia. Sin embargo, la estructura más rígida de dicho concreto restringe la magnitud de la contracción efectiva.

Se ha encontrado que la inclusión de aire no tiene ningún efecto sobre la contracción.^{9.29} El cloruro de calcio agregado incrementa la contracción, generalmente entre 10 y 50

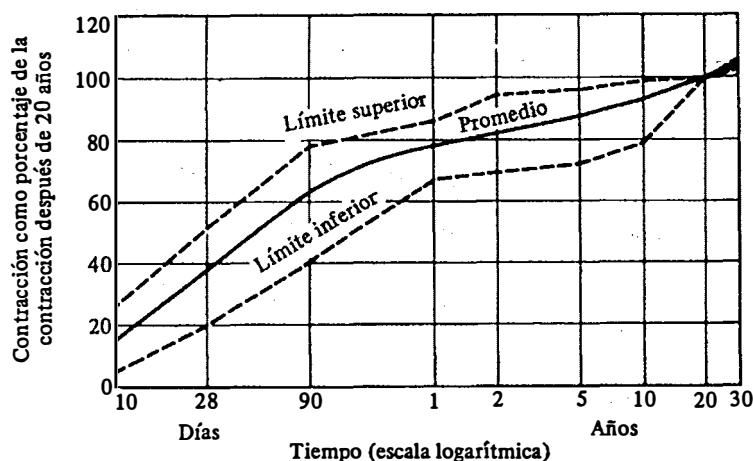


Figura 9.16 Rango de curvas de tiempo de contracción para diferentes concretos almacenados a humedades relativas de 50 y 70 por ciento ^{9.24}

por ciento, ^{9.30} probablemente porque se produce un gel más fino y posiblemente por causa de una carbonatación mayor de los especímenes más maduros con cloruro de calcio. ^{9.50}

Influencia del curado y de las condiciones de almacenaje

La contracción ocurre a través de periodos muy largos; se ha observado algún movimiento aun después de 28 años ^{9.24} (figura 9.16), pero una parte de la contracción a largo plazo es probable que se deba a carbonatación. La figura 9.16 (en la cual el tiempo se grafica en una escala logarítmica) muestra que la rapidez de contracción disminuye rápidamente con el tiempo.

El curado por humedad prolongado retrasa el advenimiento de la contracción, pero el efecto del curado sobre la magnitud de la contracción es pequeño, aunque más bien complejo. En lo que se refiere a la pasta de cemento, cuanto mayor es la cantidad de cemento hidratado, tanto menor es el volumen de las partículas de cemento sin hidratar, las cuales restringen la contracción: por lo tanto, podría esperarse que el curado prolongado conduzca a una mayor contracción, ^{9.18} pero la pasta de cemento hidratado contiene menos agua, se vuelve más resistente con la edad y es capaz de alcanzar una fracción mayor de su tendencia a la contracción sin agrietarse. Sin embargo, si ocurre agrietamiento en el concreto, por ejemplo, alrededor de las partículas del agregado, la contracción total, medida sobre un espécimen de concreto, aparentemente disminuye. El concreto bien curado se contrae más rápidamente ^{9.40} y, por tanto, la liberación de los esfuerzos de contracción por fluencia es menor; también, el concreto, siendo más resistente, tiene una baja capacidad inherente de fluencia. Estos factores pueden

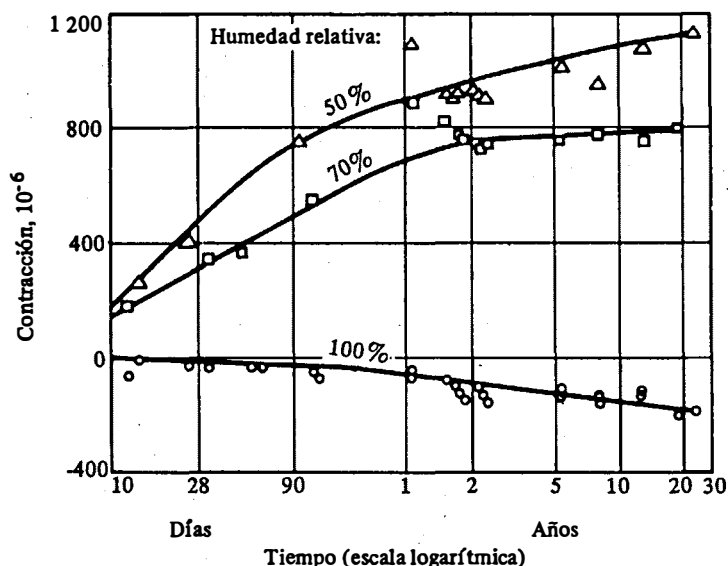
superar la mayor resistencia a la tensión del concreto bien curado y pueden conducir al agrietamiento. En vista de esto, no es sorprendente que haya habido resultados contradictorios respecto a los efectos del curado en la contracción, pero en general, la magnitud del período de curado no es un factor importante en la contracción.

La magnitud de la contracción es, en gran parte, independiente de la rapidez del secado, excepto que el transferir el concreto directamente del agua a una muy baja humedad puede conducir a fractura. El secado total rápido no permite la liberación del esfuerzo por fluencia y puede conducir a un agrietamiento más pronunciado. Sin embargo, ni el viento ni la convección forzada tienen ningún efecto sobre la rapidez de secado del concreto endurecido (excepto durante etapas muy tempranas), porque la conductividad de humedad del concreto es tan baja que sólo es posible una muy baja rapidez de evaporación: la rapidez no puede incrementarse por movimiento de aire. ^{9.51} Esto ha sido confirmado experimentalmente. ^{9.52} (véase la página 220 para evaporación del concreto fresco.)

La humedad relativa del medio que rodea al concreto afecta en forma importante la magnitud de la contracción, como se muestra por ejemplo en la figura 9.17. La misma figura ilustra también la mayor magnitud absoluta de la contracción en comparación con la expansión en agua: la expansión es alrededor de seis veces más pequeña que la contracción en aire a humedad relativa de 70 por ciento u ocho veces más pequeña que la contracción en aire a 50 por ciento.

Así observamos que el concreto colocado en aire "seco" (no saturado) se contrae, pero se expande en agua o en aire con una humedad relativa de 100 por ciento. Esto indicaría que la presión de vapor dentro de la pasta de cemento siempre es menor que la presión de vapor saturado, y es lógico espe-

Figura 9.17 Relación entre contracción y tiempo para concretos almacenados a diferentes humedades relativas.^{9,24} Tiempo calculado desde la terminación del curado húmedo a la edad de 28 días



rar que exista una humedad intermedia a la cual la pasta estaría en equilibrio hídrico. De hecho, Lorman^{9,31} halló que esta humedad es de 94 por ciento, pero en la práctica el equilibrio sólo es posible en especímenes pequeños y prácticamente sin restricciones.

Cuando se desea estimar la contracción a una humedad relativa dada, sobre la base de un valor conocido de la contracción a alguna otra humedad relativa, puede utilizarse la relación del ACI 209R-92.^{9,80} Esta se muestra en la figura 9.18, que incluye también la relación propuesta por Hansen y Almudaiheem.^{9,72} La última indica una contracción relativa más baja que aquella dada por el ACI 203R-92 a humedades relativas abajo de 50 por ciento. Hansen y Almu-

daiheem,^{9,72} también dan valores de contracción relativa en el rango de humedad de 11 a 40 por ciento, para el cual el ACI 209R-92 no da valores específicos algunos.

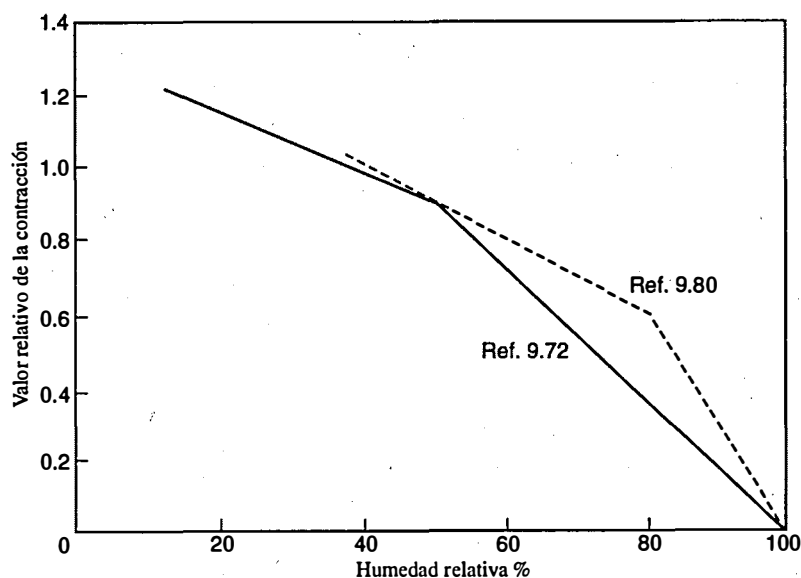
Predicción de contracción

De acuerdo con el ACI 209R-92,^{9,80} el desarrollo de contracción con el tiempo sigue la ecuación

$$s_t = \frac{t}{35 + t} s_{ult}$$

donde

Figura 9.18 Valor relativo de la contracción como una función de la humedad relativa del ambiente de acuerdo con ACI 209R-92 9.80 y Hansen y Almudaiheem.^{9,72}



S_t = contracción después de t días desde el término del curado húmedo de siete días

S_{ult} = contracción última, y

t = tiempo en días desde el término del curado húmedo.

La predicción del desarrollo por contracción de la ecuación anterior está sujeta a considerable variabilidad, pero la ecuación puede utilizarse para estimar la contracción última de un rango amplio de concretos curados en humedad. Puede observarse que la mitad de la contracción última se espera que ocurra después del secado de 35 días. Para concreto curado con vapor, el valor de 35 en el denominador se reemplaza con 55, y el tiempo t se calcula a partir del término del curado con vapor de uno a tres días.

El ACI 209R-92^{9.80} da una expresión general para la predicción de contracción al modificar un valor normal mediante varios coeficientes que toman en cuenta distintos factores. El error comprendido en tal solución debe esperarse que sea grande.

Neville y otros^{9.84} analizan varias expresiones para contracción. Estas expresiones pueden utilizarse para estimar contracción de largo plazo a partir de las pruebas de corto plazo en el concreto real. Dichas pruebas son necesarias para una predicción razonablemente precisa de la contracción.

Un método para la determinación de la contracción de corto plazo se prescribe en la norma BS1881: Parte 5: 1970: los especímenes se secan para un periodo especificado de acuerdo con condiciones prescritas de temperatura y de humedad. La contracción que ocurre en estas condiciones es aproximadamente la misma que aquella que tiene lugar después de una larga exposición al aire con una humedad relativa de aproximadamente 65 por ciento,^{9.19} y es por lo tanto el exceso de la contracción que se encuentra en exteriores en las Islas Británicas. La magnitud de contracción puede ser determinada utilizando un dispositivo de medición provisto de calibrador de micrómetro o un medidor de carátula que lea una deformación de 10^{-5} ; o por medio de un extensómetro o calibradores de deformación. El método de prueba americano se prescribe en la norma ASTM C 157-93; se controla cuidadosamente el movimiento de aire más allá de los especímenes de prueba y se mantiene la humedad relativa a 50 por ciento.

Contracción diferencial

Anteriormente se mencionó que la contracción potencial de la pasta de cemento puro se restringe por el agregado. Adicionalmente también surge alguna restricción de la contracción no uniforme dentro del miembro mismo de concre-

to. La pérdida de humedad ocurre solamente en la superficie de manera que se establece un gradiente de humedad en el espécimen de concreto, el cual es por tanto sometido a contracción diferencial. La contracción potencial se compensa por las deformaciones a causa de esfuerzos internos, de tensión cerca de la superficie y de compresión en el núcleo. Cuando el secado ocurre en una manera asimétrica, puede resultar alabeo (ondulado).

Puede ser útil señalar que los valores de contracción generalmente calculados son los de *contracción libre*, o de *contracción potencial* es decir, de contracción sin restricción ya sea internamente o por deformaciones externas en un miembro estructural. Al considerar el efecto de las fuerzas restrictivas sobre la contracción real, es importante darse cuenta de que los esfuerzos inducidos se modifican por relajación, la cual puede prevenir el desarrollo de agrietamiento, como se analizó en la página 307. Ya que la relajación sólo ocurre lentamente, puede prevenir agrietamiento cuando la contracción se desarrolla lentamente; sin embargo, la misma magnitud de contracción que ocurre rápidamente bien puede inducir al agrietamiento. El agrietamiento por contracción es de interés primordial.

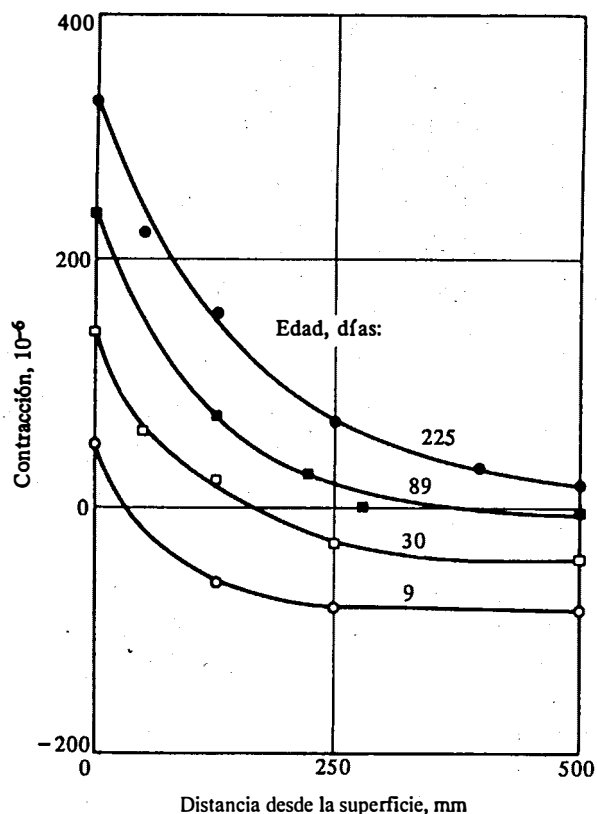
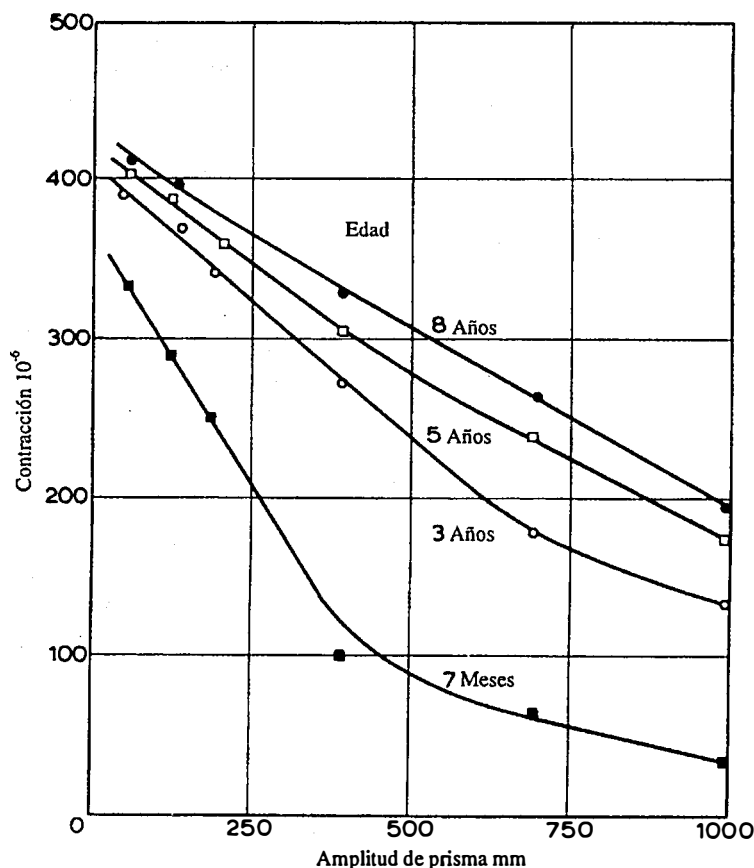


Figura 9.19 Progreso de la contracción con el tiempo como una función de la distancia desde la superficie de secado (sin secado posible en otras direcciones). (Valores de contracción corregidos para diferencias de temperatura)^{9.55}

Figura 9.20 Relación entre contracción axial y el ancho de prismas de concreto de sección transversal cuadrada y relación de longitud/ancho de 4 (secado permitido en todas las superficies)^{9.55}



El progreso de la contracción se extiende gradualmente desde la superficie que se seca hacia el interior del concreto, pero lo hace sólo en forma extremadamente lenta. Se ha observado que la disecación alcanza la profundidad de 75 mm en un mes, pero solamente 600 mm después de 10 años.^{9.14} En la figura 9.19 se muestran datos^{9.55} de L' Hermite; puede observarse expansión inicial en el interior. Ross^{9.32} halló que la diferencia entre la contracción en una losa de mortero en la superficie y a una profundidad de 150 mm era de 470×10^{-6} después de 200 días. Si el módulo de elasticidad del mortero es de 21 GPa, la contracción diferencial induciría un esfuerzo de 10 MPa; puesto que el esfuerzo surge gradualmente, se libera por fluencia pero, aún así, puede resultar agrietamiento superficial.

Debido a que el secado ocurre en la superficie del concreto, la magnitud de la contracción varía considerablemente con el tamaño y forma del espécimen, siendo una función de la relación de superficie/volumen.^{9.32} Una parte del efecto de tamaño también puede ser causada por la pronunciada contracción de carbonatación de especímenes pequeños (véase la página 309). Por lo tanto, para propósitos prácticos, no puede considerarse que la contracción es puramente una propiedad inherente del concreto, sin referencia al tamaño del miembro del concreto.

De hecho, muchas investigaciones han indicado una influencia del tamaño del espécimen sobre la contracción. La contracción observada disminuye con el aumento de tamaño del espécimen pero, encima de algún valor, el efecto del tamaño inicialmente es pequeño, aunque más tarde es pronunciado (figura 9.20). También la forma del espécimen parece entrar en la idea pero, como una primera aproximación, la contracción puede ser expresada como una función de la relación de volumen/superficie del espécimen. Parece ser una relación lineal entre esta relación y el logaritmo de contracción.^{9.53} (figura 9.21). Además, la relación se ajusta linealmente con el logaritmo del tiempo requerido para que se logre la mitad de la contracción. La relación anterior se aplica a concretos hechos con diferentes agregados, de manera que, mientras que la magnitud de la contracción está afectada por el tipo de agregado utilizado, no influye en la rapidez a la cual se alcanza el valor último de la contracción.^{9.53} Se ha sostenido^{9.16, 9.83} que, en teoría, la contracción final es independiente del elemento del concreto, pero, para periodos reales, debe aceptarse que la contracción es más pequeña en elementos más grandes.

El efecto de la forma es secundario. Los especímenes con forma de I exhiben menos contracción que los cilíndricos

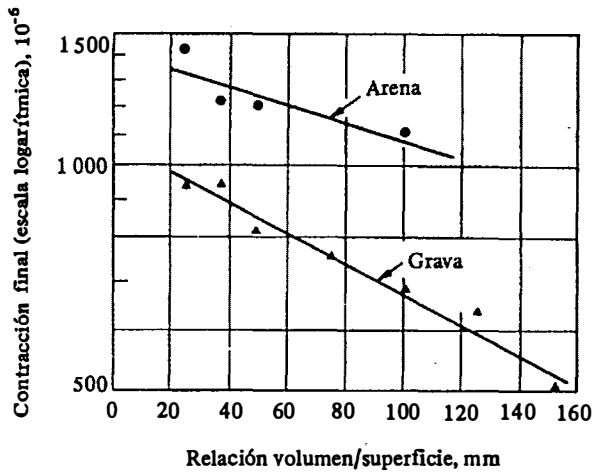


Figura 9.21 Relación entre contracción última y relación volumen/superficie^{9.53}

de la misma proporción de volumen/superficie, siendo la diferencia de 14 por ciento en promedio.^{9.53} La diferencia, que puede explicarse en términos de variación en la distancia media que el agua tiene que recorrer hacia la superficie, no es por tanto significativa para propósitos de diseño.

Agrietamiento inducido por contracción

Como se mencionó en conexión con la contracción diferencial, la importancia de la contracción en estructuras está en gran parte relacionada con el agrietamiento. Hablando estrictamente, nos concierne la *tendencia de agrietamiento* puesto que el advenimiento o ausencia del agrietamiento depende no solamente de la contracción potencial sino también de la extensibilidad del concreto, de su resistencia y de su grado de restricción a la deformación que pueden conducir al agrietamiento.^{9.54} La restricción en la forma de

varillas de refuerzo o un gradiente de esfuerzo aumenta la extensibilidad del concreto por cuanto esto le permite desarrollar deformación mucho más allá de la correspondiente al máximo esfuerzo. Por lo general, es deseable una alta extensibilidad del concreto porque esto le permite soportar mayores cambios de volumen.

El modelo esquemático del desarrollo de agrietamiento cuando el esfuerzo es liberado por fluencia se muestra en la figura 9.22. El agrietamiento puede evitarse únicamente si el esfuerzo inducido por la deformación libre de contracción, reducido por fluencia, es siempre más pequeño que la resistencia a la tensión del concreto. Por lo tanto, el tiempo tiene un efecto doble: la resistencia aumenta, reduciendo de este modo el peligro de agrietamiento y, por otro lado, el módulo de elasticidad también aumenta, de manera que el esfuerzo inducido por una contracción dada se vuelve mayor. Además, la liberación por fluencia disminuye con la edad, de manera que la tendencia de agrietamiento se vuelve más grande. Una razón práctica menor es que, si las grietas debidas a contracción restringida se forman en una etapa temprana y la humedad tiene posteriormente acceso a la grieta, muchas de las grietas se cerrarán por reparación autógena.

Uno de los factores más importantes en el agrietamiento es la relación agua/cemento de la mezcla porque su incremento tiende a aumentar la contracción y, al mismo tiempo, a reducir la resistencia del concreto. También un incremento en el contenido de cemento aumenta la contracción y, por lo tanto, la tendencia al agrietamiento, pero el efecto sobre la resistencia es positivo. Esto se aplica a la contracción por secado. La carbonatación, aunque produce contracción, reduce el movimiento subsecuente de humedad y, por lo tanto, es positivo desde el punto de vista de la tendencia al agrietamiento. Por otro lado, la presencia de arcilla en el agregado conduce tanto a una mayor contracción como a un mayor agrietamiento.

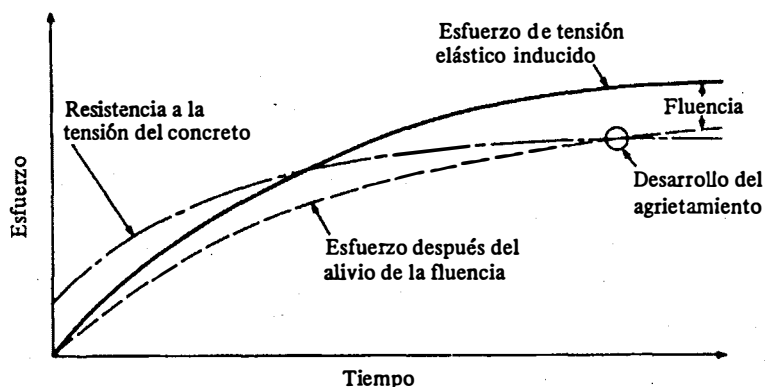


Figura 9.22 Forma esquemática del desarrollo de grietas cuando el esfuerzo de tensión debido a contracción restringida se libera por fluencia.

El uso de aditivos puede influir en la tendencia de agrietamiento a través de una acción recíproca de efectos sobre endurecimiento, contracción y fluencia. Específicamente, los retardadores pueden permitir mayor contracción para adaptarse a la forma de contracción plástica (véase la página 295) y probablemente también aumenten la extensibilidad del concreto y, por lo tanto, reduzcan el agrietamiento. Por otro lado, si el concreto ha alcanzado rigidez muy rápidamente, no podría adaptarse a la contracción que sería plástica y, al tener muy baja resistencia, se agrietará.

La temperatura durante el tiempo de la colocación determina las dimensiones del concreto en el momento en que cesa de deformarse plásticamente (es decir, sin pérdida de continuidad). Un descenso subsecuente de la temperatura producirá contracción potencial. Por lo tanto, colocar el concreto en clima cálido significa una alta tendencia al agrietamiento. Los gradientes de temperatura o de humedad producen severas restricciones internas y representan por ello una alta tendencia al agrietamiento. Igualmente, la restricción en la base de un miembro, o por otros miembros, puede conducir al agrietamiento.

Estos son algunos de los factores que se deben considerar. El agrietamiento real y la falla dependen de la combinación de factores, y en verdad es raro que un factor adverso individual sea causa del agrietamiento del concreto.

No existe prueba estándar para valorar el agrietamiento ocasionado por contracción restringida, pero la utilización de un espécimen de concreto con forma de anillo restringido por un anillo de acero interno puede aportar información con respecto a la resistencia comparativa de diferentes concretos al agrietamiento.^{9.78, 9.79} En el capítulo 10 se considera el agrietamiento del concreto que ocurre por diversas causas.

Movimiento de humedad

Si el concreto que se ha dejado secar al aire en una humedad relativa dada es posteriormente colocado en agua (o a una humedad mayor), se expandirá. Sin embargo, no toda la contracción inicial por secado se recupera, incluso después de almacenamiento prolongado en agua. Para el rango habitual de concretos, la parte irreversible de la contracción representa entre 0.3 y 0.6 de la contracción por secado,^{9.14} siendo de lo más común el valor menor.^{9.25} La ausencia del comportamiento completamente reversible tal vez se deba a la introducción de adherencias adicionales dentro del gel durante el período de secado, cuando se establece un contacto más cercano entre las partículas de gel. Si la pasta de cemento se ha hidratado hasta un grado considerable antes de secarse, será menos afectada por la configuración más

cerrada del gel al secarse; de hecho, se halló que la pasta de cemento puro, curada en agua durante seis meses y luego secada, no tiene contracción residual en el rehumedecimiento.^{9.33} Por lo tanto, si el secado es acompañado por carbonatación, la pasta de cemento se vuelve insensible al movimiento de humedad, de manera que la contracción residual se incrementa.^{9.14}

La influencia sobre el movimiento de humedad del curado antes del secado y de la carbonatación durante el secado puede explicar por qué no existe ninguna relación simple entre la magnitud del movimiento de humedad y la contracción.

La figura 9.23 muestra el movimiento de humedad, expresado como una deformación lineal, de una pasta de cemento sujeta a almacenamiento alternado en agua y en aire, a una humedad relativa de 50 por ciento.^{9.33} La magnitud del movimiento de humedad varía con el rango de humedad y de composición del concreto (tabla 9.4). El concreto de peso ligero tiene un mayor movimiento de humedad que el concreto hecho con agregado ordinario.

Para un concreto dado, hay una reducción gradual en el movimiento de humedad durante ciclos sucesivos, probablemente por causa de la creación de adherencias adicionales dentro del gel.^{9.22} Si los períodos de almacenamiento en agua son de suficiente duración, la hidratación continua del cemento da por resultado alguna expansión adicional, de manera que hay un incremento neto en las dimensiones sobrepuestas en el movimiento reversible ocasionado por secado y mojado.^{9.19} (En la figura 9.23, esto se mostraría por una ligera elevación en la línea punteada superior.)

Contracción por carbonatación

Además de la contracción en el caso de secado, la zona superficial del concreto experimenta contracción causada por carbonatación, y algunos de los datos experimentales sobre contracción por secado incluyen los efectos de la carbona-

Tabla 9.4 Valores típicos de movimiento de humedad para mortero y concreto secados a 50 °C e inmersos en agua^{9.19}

Relaciones de mezcla por masa	Movimiento por humedad relativa (deformación lineal) (10 ⁻⁶)
Cemento puro	1000
1:1 Mortero	400
1:2 Mortero	300
1:3 Mortero	200
1:2:4 Concreto	300

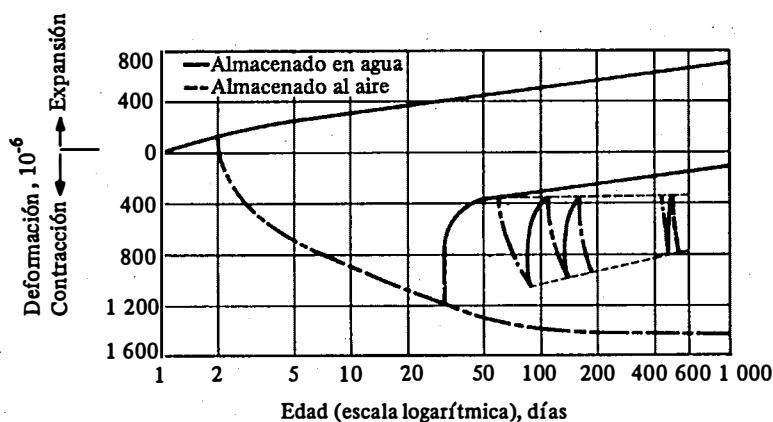


Figura 9.23 Movimiento de humedad de una mezcla 1:1, de cemento: basalto pulverizado almacenada alternativamente en agua y al aire a humedad relativa, de 50 por ciento; período de ciclo de 28 días^{9.33}

tación. La contracción por secado y la contracción por carbonatación son muy distintas en naturaleza.

El proceso de la carbonatación se analiza en el capítulo 10 y, en esta etapa, nuestro interés se limita la contracción por carbonatación. Sin embargo, se deberá notar que, puesto que el dióxido de carbono está fijado por la pasta de cemento hidratado, la masa de la última aumenta. Consecuentemente, la masa de concreto también aumenta. Cuando el concreto se seca y simultáneamente experimenta carbonatación, el aumento en masa como resultado de la carbonatación puede en alguna etapa dar la impresión engañosa de que el proceso de secado ha alcanzado la etapa de masa constante, es decir, el equilibrio (véase la figura 9.24). Los datos de prueba deben evitarse de tal interpretación.^{9.58}

La contracción por carbonatación es causada probablemente por la disolución de cristales de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, al mismo tiempo sujetos a un esfuerzo a compresión (impuesto por la contracción por secado) y acumulación de CaCO_3 en espa-

cios libres de esfuerzo; la compresibilidad de la pasta de cemento hidratado se incrementa por tanto temporalmente. Si la carbonatación avanza hacia la etapa de deshidratación de C-S-H, esto también produce contracción por carbonatación.^{9.104}

La figura 9.25 muestra la contracción por secado de especímenes de mortero secados en aire libre de CO_2 a diferentes humedades relativas, y también la contracción después de la carbonatación subsecuente. La carbonatación incrementa la contracción a humedad intermedia, pero no a 100 por ciento ó 25 por ciento. En el último caso, hay suficiente agua en los poros dentro de la pasta de cemento para que el CO_2 forme ácido carbónico. Por otro lado, cuando los poros están llenos de agua, la difusión del CO_2 dentro de la pasta es muy lenta; también es posible que la difusión de iones de calcio provenientes de la pasta conduzcan a la precipitación de CaCO_3 , con una obstrucción consecuente de poros superficiales.^{9.37}

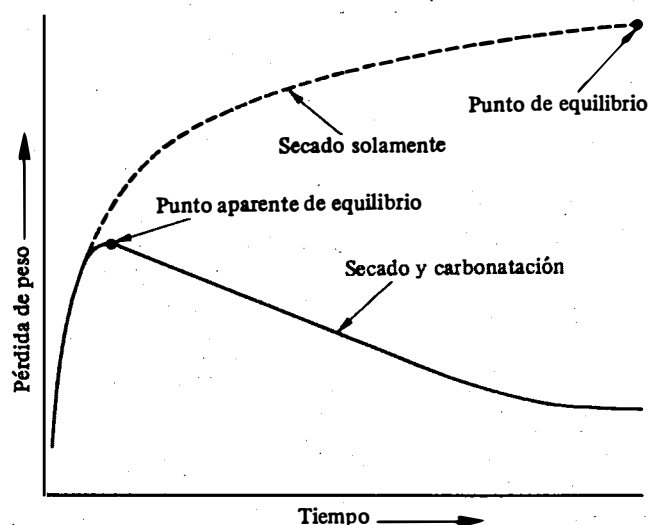


Figura 9.24 Pérdida de masa de concreto por causa del secado y la carbonatación^{9.58}

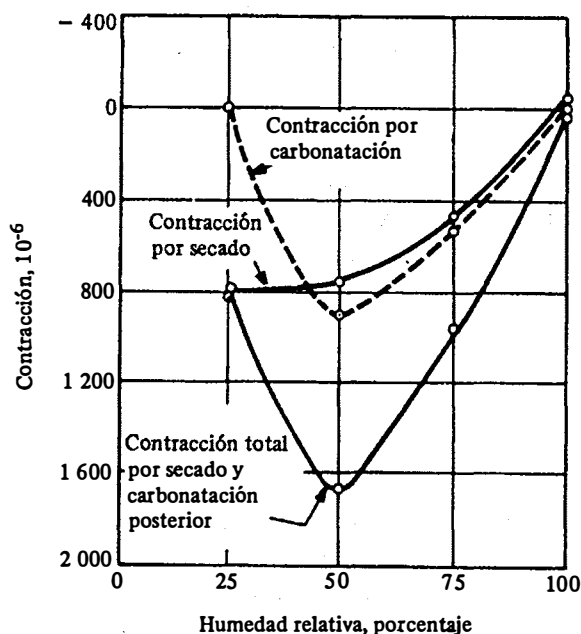


Figura 9.25 Contracción por secado y contracción por carbonatación de mortero a diferentes humedades relativas^{9.37}

La secuencia de secado y carbonatación afecta en forma importante la magnitud total de la contracción. El secado y la carbonatación simultáneos producen menor contracción total que cuando el secado es seguido por carbonatación (figura 9.26), porque, en el primer caso, una gran parte de la carbonatación ocurre a humedad relativa, superior al 50 por ciento: en tales condiciones la contracción por carbonatación es menor (figura 9.25). La contracción por carbonatación de concreto curado con vapor de alta presión es muy pequeña.

Cuando el concreto se somete a ciclos de mojado y secado en aire que contiene CO_2 , la contracción debida a la carbonatación (durante el ciclo de secado) se vuelve progresivamente más evidente. La contracción total en cualquier nivel es más grande que si ocurriera el secado en aire libre de CO_2 ,^{9.37} así que la carbonatación incrementa la magnitud de la contracción irreversible y puede contribuir al agrietamiento fino del concreto expuesto.

El agrietamiento fino es una forma de agrietamiento poco profundo inducido por la contracción restringida de la zona superficial contra el interior que no se contrae del concreto.

Sin embargo, la carbonatación del concreto antes de la exposición a humedecimiento y secado alternantes, reduce el movimiento de humedad, algunas veces en cerca de la mitad.^{9.38} Una aplicación práctica de esto es exponer a carbonatación productos precolados inmediatamente después de desmoldarlos, mediante su exposición a gases de combustión. Entonces se obtiene concreto con un pequeño movi-

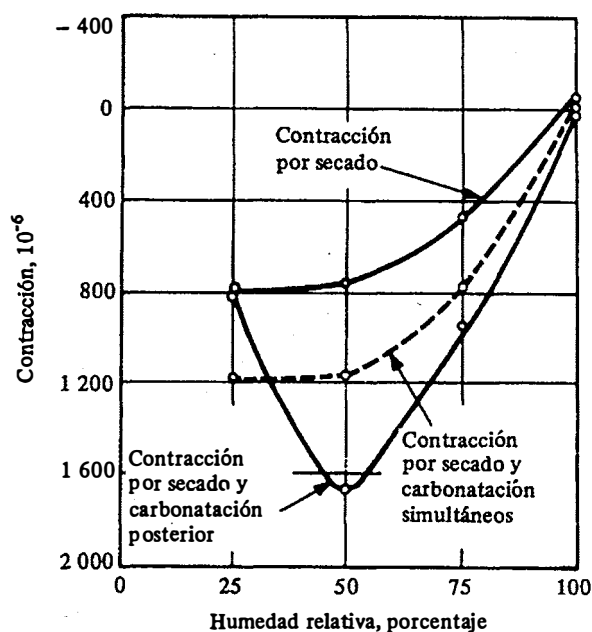


Figura 9.26 Influencia de la secuencia de secado y carbonatación del mortero en la contracción^{9.37}

miento de humedad, pero las condiciones de humedad durante la carbonatación tienen que ser controladas cuidadosamente. En el ACI-517 2R-87,^{9.96} se prescriben diversas técnicas de carbonatación de productos de concreto.

Compensación de contracción por el uso de cementos expansivos*

El análisis de la contracción por secado hecho con anterioridad en este capítulo, deberá haber dejado claro que la contracción es probablemente una de las propiedades menos deseables del concreto. Cuando se restringe la contracción, ello puede conducir al agrietamiento por contracción, el cual desfigura la apariencia del concreto y lo hace más vulnerable al ataque de agentes externos, afectando por lo tanto adversamente a la durabilidad, pero incluso la contracción sin restricción es dañina: los elementos de concreto adyacentes se contraen por una distancia considerable, abriendo de esta manera entre sí, "grietas externas". La contracción también es la causa de una parte de la pérdida del esfuerzo inicial en los tendones del concreto presforzado.

Por lo tanto, no es sorprendente que se hayan hecho muchos intentos para desarrollar un cemento que, durante la

*Esta sección fué substancialmente publicada en la ref. 9.105

hidratación, contrarrestará la deformación inducida por contracción. En casos especiales, incluso puede ser ventajosa una expansión neta del concreto durante el endurecimiento. El concreto que contiene tal cemento expansivo se expande en los primeros días de su vida, y se obtiene una forma de presfuerzo al restringir esta expansión con acero de refuerzo: el acero es puesto en tensión y el concreto en compresión. También es posible la restricción por medios externos. Dicho concreto es conocido como *concreto de contracción compensada*.

También es posible utilizar cemento expansivo a fin de producir *concreto de autoesfuerzo*, en el cual la expansión restringida que permanece después de haber ocurrido la mayor parte de la contracción, es suficientemente alta para inducir un esfuerzo de compresión significativo en el concreto^{9.3} (hasta aproximadamente 7 MPa).

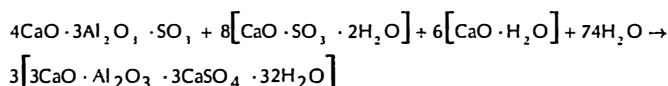
El cemento expansivo, aunque considerablemente más costoso que el cemento portland, es valioso en estructuras de concreto en las que una reducción del agrietamiento tiene importancia, por ejemplo, en cubiertas de puentes, losas de pavimentos y tanques de almacenamiento de líquido.

Vale la pena dejar claro que la utilización de cemento expansivo no previene el desarrollo de contracción. Lo que sucede es que la expansión temprana restringida balancea aproximadamente la subsecuente contracción normal; esto se muestra en la figura 9.27. Habitualmente, se presenta una pequeña expansión residual porque, ya que se retiene un esfuerzo de compresión en el concreto, el agrietamiento por contracción no se desarrollará.

Tipos de cemento expansivo

El desarrollo inicial de cementos expansivos tuvo lugar en Rusia y en Francia, donde Lossier^{9.2} utilizó una mezcla de cemento portland, un agente expansivo y un estabilizador. El agente expansivo se obtuvo al quemar una mezcla de yeso, bauxita y tiza, lo cual forma sulfato de calcio y aluminio de calcio (principalmente C_3A_3). En presencia de agua, estos compuestos reaccionan para formar hidrato de sulfoaluminato de calcio (etringita), con una expansión que acompaña la pasta de cemento. El estabilizador, que es escoria de alto horno, absorbe lentamente el sulfato de calcio y lleva la expansión a un término.

Hoy día se producen tres tipos fundamentales de cemento expansivo, pero únicamente uno, el tipo K, está disponible comercialmente en Estados Unidos. La norma ASTM C 845-90 clasifica los cementos expansivos, mencionados colectivamente como tipo E-1, de acuerdo con el agente expansivo utilizado con el cemento portland y sulfato de calcio. En cada caso, el agente es un agente de aluminato reactivo que se combina con los sulfatos en el cemento portland para formar etringita expansiva; por ejemplo, en el cemento tipo K la reacción es:



El compuesto resultante es conocido como etringita.

El sulfato de calcio reacciona rápidamente con $4CaO \cdot 3Al_2O_3 \cdot SO_3$ porque existe en una forma separa-

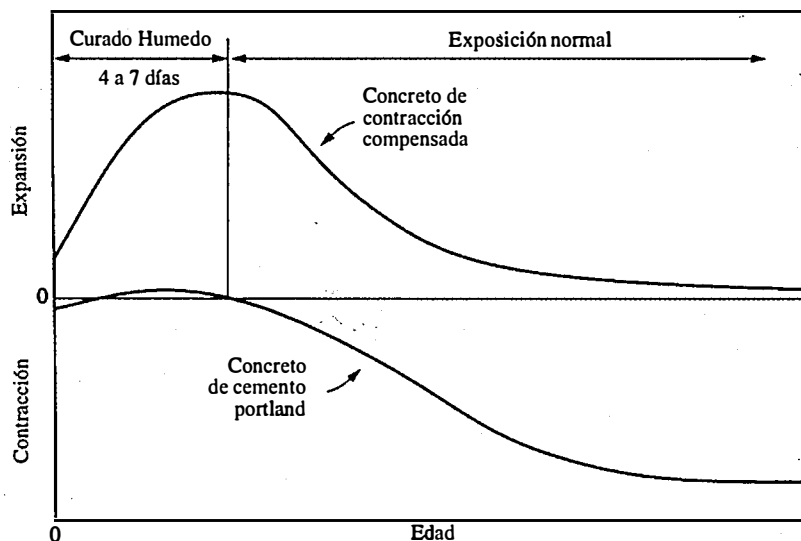


Figura 9.27 Representación diagramática de cambios de longitud de concretos de contracción compensada y concretos de cemento portland (basado en la ref. 9.91)

da,^{9.85} a diferencia de C₃A el cual es parte del clinker de cemento portland.

Aunque la formación de etringita en el concreto maduro es perjudicial (véase la página 355), se utiliza una formación controlada de etringita en los primeros días después del colado del concreto, para lograr un efecto de compensación de contracción.

Los tres tipos de cemento expansivo reconocidos por el ACI 223 R-93^{9.91} y por la norma ASTM C 845-90, son:

- ☐ Tipo K, que contiene 4CaO.3Al₂O₃.SO₃ y CaO sin combinar.
- ☐ Tipo M, que contiene aluminatos de calcio CA y C₁₂A₇, y
- ☐ Tipo N, que contiene C₃A en exceso respecto a la cantidad normalmente presente en el cemento portland.

Además en Japón, se ha producido un cemento expansivo que utiliza especialmente óxido de calcio procesado^{9.8} para producir expansión libre de cal. Este cemento se denomina tipo O.

El cemento tipo K se produce por combustión integral de los componentes o por entremolienda. También es posible, como se hace en Japón,^{9.8} añadir el componente expansivo en la planta de dosificación de concreto.

También se pueden producir cementos expansivos especiales que contienen cemento de alta alúmina para propósitos particulares donde se requiera expansión extremadamente alta.^{9.92}

Concreto de contracción compensada

La expansión de la pasta de cemento resultante de la formación de etringita se inicia tan pronto como se añade agua a la mezcla, pero sólo la expansión *restringida* es provechosa, y no se ofrece ninguna restricción mientras el concreto está en el estado plástico o mientras tiene resistencia insignificante. Por esta razón, deberá evitarse el mezclado prolongado^{9.86} y el retraso antes de la colocación de concreto que contenga cemento expansivo.

Por otro lado, la expansión retrasada en concreto en servicio puede resultar *destructiva*, como es el caso en el ataque externo de sulfato (véase la página 355). Por lo tanto, es importante que cese la formación de etringita después de varios días, y esto sucede cuando el SO₃ o el Al₂O₃ se ha agotado.

La norma ASTM C-845-90 prescribe una expansión máxima de siete días del mortero de entre 400×10^{-6} y $1,000 \times 10^{-6}$; la expansión a 28 días no debe exceder la expansión a siete

días en más de 15 por ciento. El último valor es una cota a la expansión retrasada.

Como la formación de etringita requiere una gran cantidad de agua, es necesario el curado húmedo del concreto elaborado con cemento expansivo para obtener todos los beneficios de la utilización de dicho cemento.^{9.87}

La información sobre la utilización de cementos expansivos para obtener concreto de contracción compensada se da en el ACI 223R-93,^{9.91} pero algunas características de este tipo de concreto merecen mención aquí. Su requerimiento de agua es aproximadamente 15 por ciento más alto que cuando se emplea únicamente cemento portland. Sin embargo, ya que algo de esta agua adicional llega a combinarse en forma muy temprana, la resistencia del concreto es poco afectada.^{9.91} Otra forma de representar la situación es decir que, a la misma relación agua/cemento, el concreto elaborado con cemento expansivo de tipo K posee una resistencia a la compresión de 28 días aproximadamente 25 por ciento mayor que el concreto hecho únicamente con cemento portland.^{9.4, 9.85}

A un contenido de agua dado, la trabajabilidad del concreto de cemento expansivo es menor y la pérdida de retenimiento es mayor.^{9.86}

Los aditivos normales pueden ser utilizados en concreto de contracción compensada, pero son necesarias las mezclas de prueba porque algunos aditivos, especialmente los aditivos de inclusión de aire, pueden no ser compatibles con ciertos cementos expansivos.^{9.86 9.55}

Puesto que el cemento expansivo tiene un gran contenido de sulfato de calcio, el cual es más blando que el clinker de cemento portland, el cemento tiene una alta superficie específica, típicamente 430 m²/kg. La excesiva finura, al promover hidratación rápida, puede conducir a expansión prematura,^{9.91} la cual no es efectiva puesto que el concreto muy joven es incapaz de ofrecer restricción. La expansión es tanto mayor cuanto mayor es el contenido de cemento del concreto y mayor el módulo de elasticidad del agregado,^{9.3} porque el agregado ofrece restricción a la pasta de cemento. La norma ASTM 878-87 prescribe un método de prueba para la expansión restringida del concreto de contracción compensada. Esta prueba puede ser utilizada para estudiar los efectos de diversos factores sobre la expansión.

El humo de sílice puede ser incorporado dentro del concreto de contracción compensada a fin de controlar la expansión excesiva.^{9.90} Las pruebas en pasta de cemento de tipo K^{9.89} han mostrado que el humo de sílice en la mezcla acelera la expansión, pero la expansión se detiene antes de que se haya agotado CaO. 3Al₂O₃.SO₃, probablemente debido a la disminución del pH. Es conveniente la ausencia de

expansión de largo plazo, y también el acortamiento del periodo de cuatro días del curado húmedo.

Si, después de las reacciones expansivas, se infrasulfata el cemento, el concreto es vulnerable al ataque de sulfatos (véase la página 355); este puede ser el caso con los cementos tipo M y tipo S.^{9.4}

Fluencia del concreto*

Hemos visto que la relación entre esfuerzo y deformación para el concreto es una función del tiempo: el aumento gradual de deformación con el tiempo sujeto a carga se debe a la fluencia. Por lo tanto, la fluencia se puede definir como el incremento de deformación bajo a esfuerzo sostenido (figura 9.28) y, ya que este incremento puede ser varias veces tan grande como la deformación en condición de carga, la fluencia es de considerable importancia en las estructuras.

La fluencia también se puede ver desde otro punto de vista: si la restricción es tal que el espécimen forzado de concreto está sujeto a una constante deformación, la fluencia se manifestará como una disminución progresiva de esfuerzo con el tiempo.^{9.107} Esta forma de relajación se muestra en la figura 9.29.

En condiciones normales de carga, la deformación instantánea registrada depende de la rapidez de aplicación de la carga e incluye, por lo tanto, no sólo la deformación elástica sino también algo de fluencia. Es difícil diferenciar precisamente entre la deformación elástica inmediata y la fluencia temprana, pero esto no tiene importancia práctica ya que la deformación total inducida por la aplicación de carga es lo que importa. Puesto que el módulo de elasticidad del concreto aumenta con la edad, la deformación elástica disminuye gradualmente y, en sentido estricto, la fluencia deberá tomarse como deformación en exceso de la deformación elástica al tiempo que esté siendo determinada la fluencia (figura 9.28). Con frecuencia, el módulo de elasticidad no es determinado a diferentes edades y la fluencia se toma simplemente como un aumento de la deformación adelante de la deformación elástica *inicial*. Esta definición alternativa, aunque en teoría menos correcta, no introduce un error serio y con frecuencia es más conveniente de utilizar excepto en un análisis riguroso.

Hasta ahora, hemos considerado la fluencia del concreto almacenado sujeto a condiciones tales que no ocurre nada de contracción o expansión. Si un espécimen se está secando mientras está sujeto a carga, se supone normalmente que la fluencia y la contracción son aditivas; por lo tanto, la fluencia se calcula como la diferencia entre la deformación - tiempo total del espécimen cargado y la contracción de un espécimen similar sin carga almacenado y sujeto a las mismas condiciones a través del mismo período (figura 9.28).

Ésta es una simplificación conveniente pero, como se muestra en la página 320, la contracción y la fluencia no son fenómenos independientes a los que se pueda aplicar el principio de superposición, y de hecho, el efecto de la contracción sobre la fluencia es el incremento de la magnitud de la fluencia. Sin embargo, en el caso de muchas estructuras reales, la fluencia y la contracción ocurren simultáneamente y el tratamiento de las dos juntas es, desde el punto de vista práctico, a menudo conveniente.

Por esta razón, y también porque la mayoría de los datos disponibles sobre fluencia fueron obtenidos sobre el supuesto de las propiedades aditivas de la fluencia y la contracción, en este capítulo el análisis considerará, en su mayor parte, a la fluencia como una deformación en exceso de la contracción.

Sin embargo, donde se justifique una aproximación más fundamental, se hará una distinción entre la fluencia del concreto en las condiciones de no existencia de movimiento de humedad hacia o desde el medio ambiente (*fluencia verdadera o básica*) y la fluencia adicional ocasionada por secado (*fluencia por secado*). Los términos y definiciones involucrados se especifican en la figura 9.28.

Si se retira una carga sostenida, la deformación disminuye inmediatamente en una cantidad igual a la deformación elástica a la edad dada, por lo general menor a la deformación elástica con carga.

Esta *recuperación instantánea* es seguida por una disminución gradual de la deformación, llamada recuperación de fluencia (figura 9.30). La forma de la curva de recuperación de fluencia es más bien igual a la de la curva de fluencia, pero la recuperación se aproxima a su valor máximo mucho más rápidamente.^{9.108}

La recuperación de fluencia no se completa, y la fluencia no es simplemente un fenómeno reversible, de manera que ninguna aplicación sostenida de carga, incluso solamente durante un periodo de un día, da por resultado una deformación residual. La recuperación de fluencia tiene importancia en la predicción de la deformación del concreto sujeto a un esfuerzo que varía con el tiempo.

*Para un tratamiento más amplio sobre este tópico, revise, A. M. Neville, W. Dilger y J.J. Brooks, "Creep of Plain and Structural Concrete" (Construction Press, Longman Group, London, 1983).

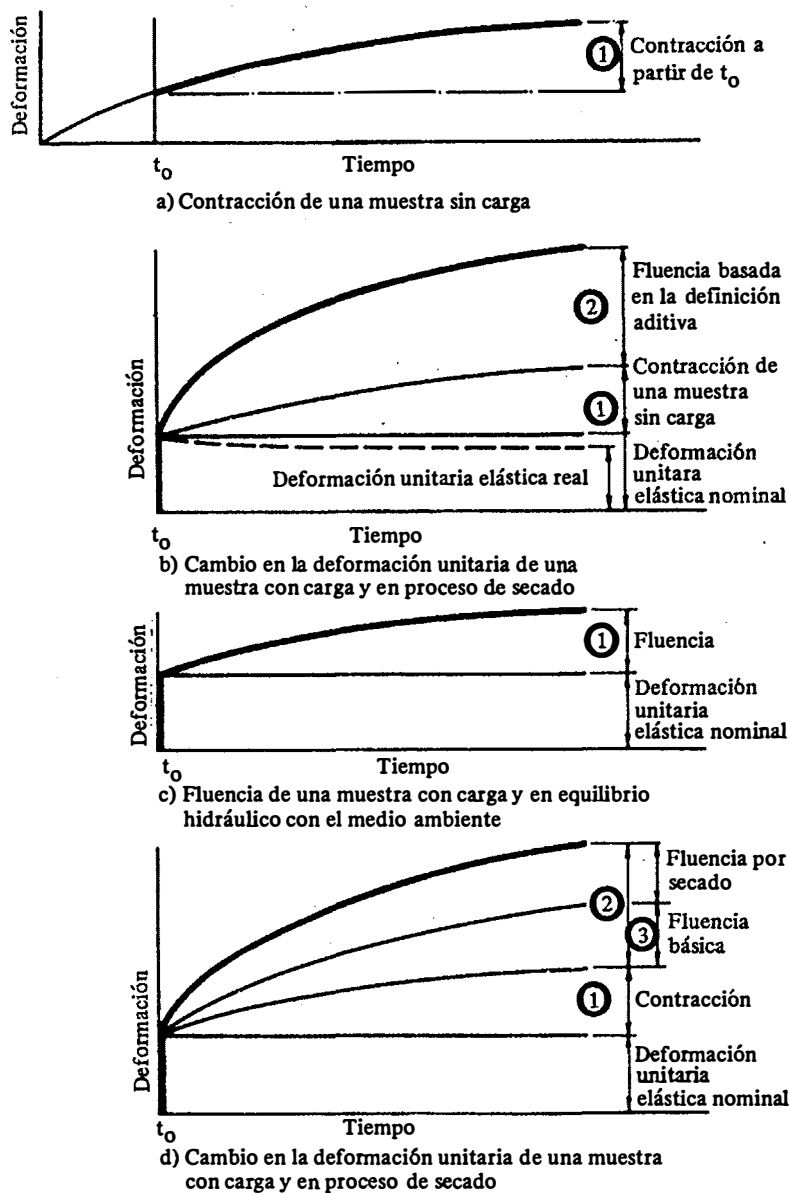


Figura 9.28 Deformaciones dependientes del tiempo en concreto sujeto a carga sostenida

Factores que influyen en la fluencia

En la mayor parte de las investigaciones, la fluencia ha sido estudiada empíricamente con el fin de determinar cómo es afectada por las diversas propiedades del concreto. Surge una dificultad en la interpretación de varios datos disponibles por el hecho de que, al proporcionar al concreto, no es posible cambiar un factor sin alterar también al menos a otro. Por ejemplo, la riqueza y la relación agua/cemento de una mezcla de una trabajabilidad dada varían al mismo tiempo. Sin embargo, ciertas influencias son aparentes.

Algunas de éstas surgen de las propiedades intrínsecas de la mezcla, otras a partir de condiciones externas. Antes que nada, deberá notarse que es en realidad la pasta de cemento

hidratado la que experimenta la fluencia, siendo la función primordial del agregado del concreto la de restricción; los agregados habituales de peso normal no están propensos a la fluencia cuando están sujetos a los esfuerzos existentes en el concreto. Así que la situación es similar a aquella en el caso de la contracción (véase la página 299). Por lo tanto, la fluencia es una función del contenido volumétrico de la pasta de cemento en el concreto, pero la relación no es lineal. Se ha mostrado^{9.109} que la fluencia del concreto, c , el contenido volumétrico del agregado g , y el contenido volumétrico del cemento sin hidratar, u , están relacionados por

$$\log \frac{c_p}{c} = \alpha \log \frac{1}{1-g-u}$$

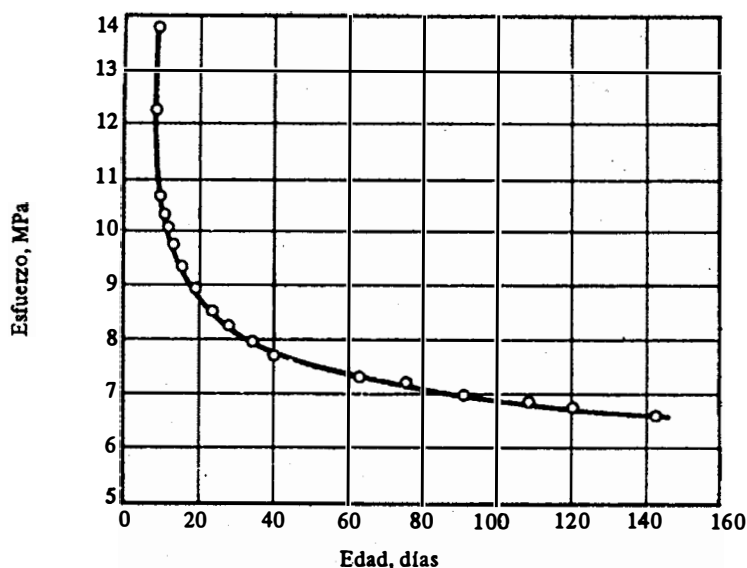


Figura 9.29 Relajación ^{9.107} de esfuerzo con deformación constante de 360×10^{-6}

donde c_p es la fluencia de la pasta pura de cemento de la misma calidad que la utilizada en el concreto, y

$$\alpha = \frac{3(1-\mu)}{1+\mu+2(1-2\mu_a)\frac{E}{E_a}}$$

Aquí,

μ_a = relación de Poisson del agregado,

μ = relación de Poisson del material circundante (concreto),

E_a = módulo de elasticidad del agregado, y

E = módulo de elasticidad del material circundante.

Esta relación se aplica al concreto hecho con agregado tanto de peso normal como de peso ligero. ^{9.110}

La figura 9.31 ilustra la relación entre la fluencia del concreto y su contenido de agregado (se ignora el volumen del ce-

mento sin hidratar). Se puede notar que, en la mayoría de las mezclas usuales, la variación en el contenido de agregado es pequeña, pero un incremento en el contenido de agregado por volumen de 65 a 75 por ciento puede disminuir la fluencia en 10 por ciento.

La granulometría, el tamaño máximo y la forma del agregado han sido sugeridos como factores de la fluencia. Sin embargo, su principal influencia descansa en el efecto que tienen directa o indirectamente sobre el contenido de agregado, ^{9.109} siempre y cuando se haya logrado la compactación total del concreto en todos los casos.

Existen ciertas propiedades físicas del agregado que influyen en la fluencia del concreto. El módulo de elasticidad del agregado es probablemente el factor más importante. Cuanto mayor sea el módulo, mayor será la restricción ofrecida por el agregado en la fluencia potencial de la pasta de cemento hidratada; esto es evidente a partir de la expresión anterior.

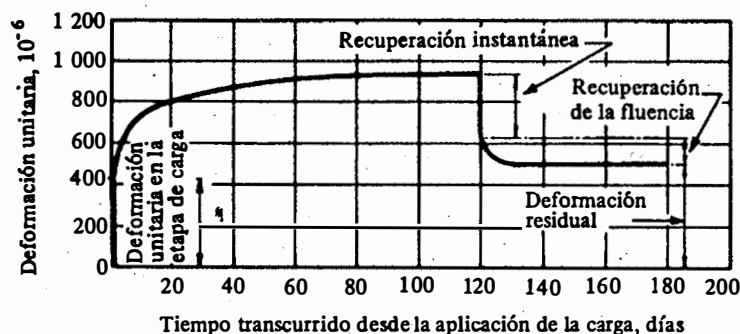
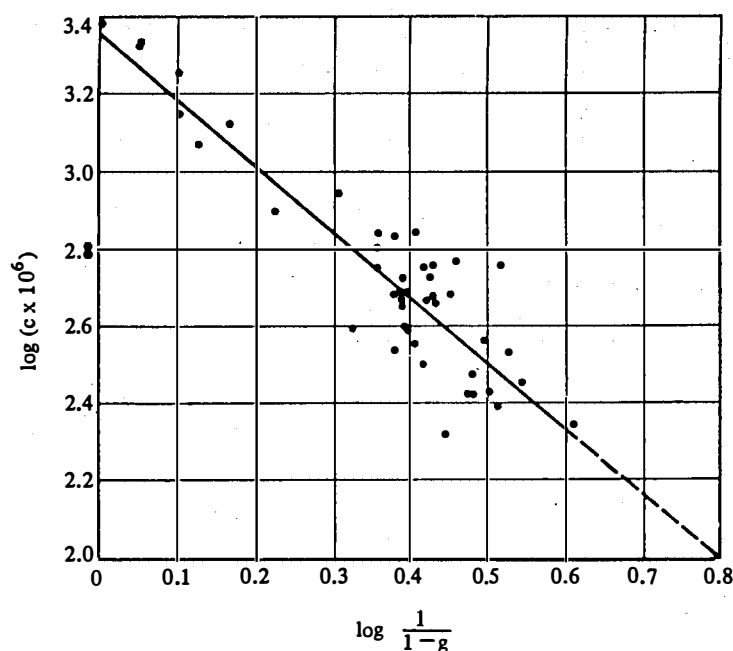


Figura 9.30 Fluencia y recuperación de fluencia de un espécimen de mortero, almacenado al aire a una humedad relativa de 95 por ciento, sujeto a un esfuerzo de 14.8 MPa y luego descargado. ^{9.108}

Figura 9.31 Relación entre fluencia ϵ después de 28 días bajo carga y contenido de agregado g para especímenes almacenados en humedad cargados a la edad de 14 días a una relación esfuerzo/resistencia de 0.50^{9,109}



También se ha hallado que la porosidad del agregado influye en la fluencia del concreto, pero, puesto que los agregados con mayor porosidad por lo general tienen un menor módulo de elasticidad, es posible que la porosidad no sea un factor independiente en la fluencia. Por otro lado, se puede imaginar que la porosidad del agregado, y aún más su absorción, desempeña una función directa en la transferencia de humedad dentro del concreto; esta transferencia puede estar asociada con la fluencia por cuanto produce condiciones favorables al desarrollo de la fluencia por secado. Esta puede ser la explicación para la alta fluencia inicial

que ocurre con algunos agregados de peso ligero mezclados en una condición seca.

A causa de la gran variación en el agregado dentro de cualquier tipo minearológico y petrográfico, no es posible hacer una afirmación general acerca de la magnitud de la fluencia del concreto elaborado con agregados de diferentes tipos. Sin embargo, los datos de la figura 9.32 tienen importancia considerable: después de 20 años de almacenaje a una humedad relativa de 50 por ciento, el concreto elaborado con agregado de arenisca exhibió una fluencia de más del doble de la del concreto elaborado con caliza. Una diferencia in-

Figura 9.32 Fluencia de concretos de proporciones fijas elaborados con agregados diferentes, cargados a la edad de 28 días, y almacenados al aire a 21 °C y una humedad relativa de 50 por ciento^{9,24}

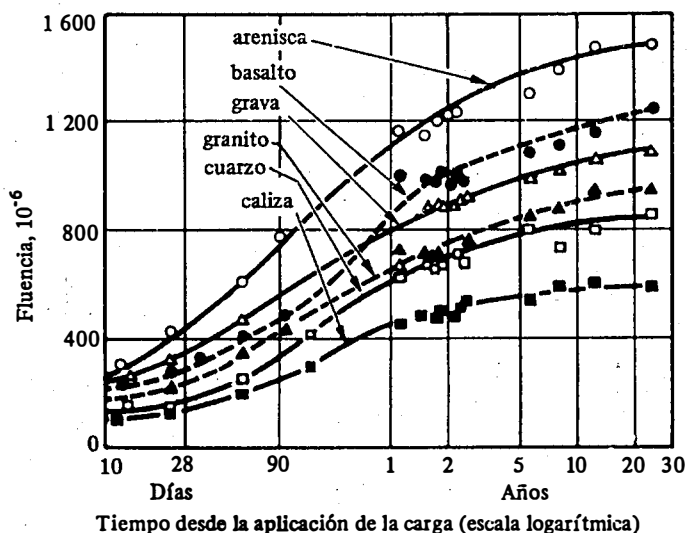


Tabla 9.5 Fluencia específica última de concretos de diferentes resistencias con carga a la edad de 7 días

Resistencia del concreto a la compresión	Fluencia específica última	Producto de fluencia específica y resistencia 10^{-3}
MPa	10^{-6} por MPa	
14	203	2.8
28	116	3.2
41	80	3.3
55	58	3.2

cluso mayor entre las deformaciones por fluencia en concretos elaborados con diferentes agregados fue hallada por Rüschi y otros.^{9.111} Después de 18 meses sujetos a una humedad relativa de 65 por ciento, la fluencia máxima fue cinco veces el valor mínimo, y los agregados en orden de fluencia creciente fueron los siguientes: basalto, cuarzo, grava, mármol, granito y arenisca.

No hay ninguna diferencia fundamental entre los agregados normal y de peso ligero hasta donde corresponde a las propiedades de fluencia, y la fluencia más alta de concretos hechos con agregado de peso ligero refleja únicamente el módulo más bajo de elasticidad de ese agregado. La rapidez de fluencia del concreto de agregado de peso ligero disminuye con el tiempo más lentamente que en el concreto de peso normal. Como regla general, puede establecerse que la fluencia del concreto de agregado de peso ligero de calidad estructural es casi la misma que la del concreto hecho con agregado ordinario. (Es importante en cualquier comparación que los contenidos de agregado no difieran ampliamente entre los concretos de peso ligero y ordinario.) Aún más, puesto que la deformación elástica del concreto de agregado de peso ligero es normalmente mayor que en el concreto ordinario, la relación de fluencia respecto de deformación elástica es menor para concreto de agregado de peso ligero.^{9.112}

Influencia del esfuerzo y de la resistencia

En esta etapa, puede ser apropiado considerar la influencia del esfuerzo sobre la fluencia. Hay una proporcionalidad directa entre la fluencia y el esfuerzo aplicado,^{9.113} con la posible excepción de especímenes cargados a una edad muy temprana. No existe ningún límite inferior de proporcionalidad porque el concreto sufre fluencia incluso a un muy bajo esfuerzo. El límite superior de proporcionalidad se alcanza cuando se desarrolla un severo microagrietamiento en el concreto; esto ocurre a un esfuerzo expresado como una fracción de resistencia, el cual es menor en un material más heterogéneo. De esta manera, el límite en el concreto está normalmente entre 0.4 y 0.6, pero ocasionalmente es tan bajo como 0.3 o tan alto como 0.75; este último valor se

aplica al concreto de alta resistencia.^{9.66} En el mortero, el límite está en la zona de 0.80 a 0.85.^{9.112}

Parece seguro concluir que, dentro del rango de esfuerzos en estructuras en servicio, la proporcionalidad entre la fluencia y el esfuerzo es válida, y las expresiones de fluencia adoptan esto como el caso. La recuperación de fluencia también es proporcional al esfuerzo previamente aplicado.^{9.114}

Sobre el límite de proporcionalidad, la fluencia aumenta con un incremento del esfuerzo a una razón creciente, y existe una relación esfuerzo/resistencia más allá de la cual la fluencia produce *falla con el tiempo*. Esta relación esfuerzo/resistencia está en la región de 0.8 a 0.9 de la resistencia estática de corto plazo. La fluencia incrementa la deformación total hasta que ésta alcanza un valor de límite correspondiente a la deformación última de un concreto dado. Esta declaración implica un concepto límite de deformación de falla, al menos en la pasta de cemento endurecido (véase la página 411).

La resistencia del concreto tiene una influencia considerable sobre la fluencia: en un rango amplio, la fluencia es inversamente proporcional a la resistencia del concreto en el momento de la aplicación de la carga. Esto se indica, por ejemplo, en los datos de la tabla 9.5. Así que es posible expresar la fluencia como una función lineal de la relación esfuerzo/deformación.^{9.115} (figura 9.33). Tal proporcionalidad se ha confirmado ampliamente. Ésta puede no ser una relación fundamental, pero es una relación sumamente conveniente porque, en la práctica, el proyectista especifica la resistencia del concreto y calcula el esfuerzo sujeto a carga sostenida. Por esta razón, se piensa que la relación esfuerzo/resistencia es más práctica que la consideración de tipo de cemento, relación agua/cemento y edad. En nuestra propuesta, aunque reconocemos la función de la relación agua/cemento, utilizamos el hecho de que, para la misma relación esfuerzo/resistencia, la fluencia es sensiblemente independiente de la relación agua/cemento. Igualmente, ignoramos la edad como tal, que ejerce su influencia principalmente en el incremento de la resistencia del concreto. Puede ser apropiado notar que incluso el concreto

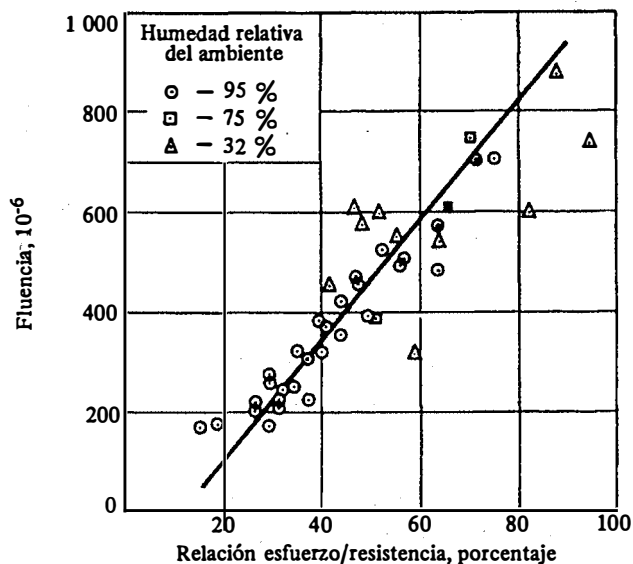


Figura 9.33 Fluencia de especímenes de mortero curados y almacenados continuamente a diferentes humedades^{9.117}

muy viejo sufre fluencia, como lo han demostrado pruebas en concreto de 50 años de edad.^{9.116}

Influencia de las propiedades del cemento

El tipo de cemento afecta la fluencia hasta el grado en que influye en la resistencia del concreto en el momento de la aplicación de la carga. Por esta razón, cualquier comparación de la fluencia de concretos hechos con diferentes cementos deberá tomar en cuenta la influencia del tipo de cemento sobre la resistencia del concreto en el momento de la aplicación de la carga. Sobre esta base, tanto los cementos portland de diferentes tipos como los cementos de alta alúmina conducen sensiblemente a la misma fluencia,^{9.123, 9.124} pero la rapidez de la ganancia de resistencia tiene un efecto que se muestra a continuación.

La finura del cemento afecta el desarrollo de resistencia a edades tempranas y de esa manera influyen en la fluencia; sin embargo, no parece que la finura per se sea un factor en la fluencia: los resultados contradictorios pueden deberse a la influencia indirecta del yeso. Cuanto más fino es el cemento, tanto mayor es su requerimiento de yeso, de manera que la remolienda de cemento en un laboratorio sin la adición de yeso produce un cemento retardado impropiaamente, el cual exhibe alta contracción y alta fluencia.^{9.28} Los cementos extremadamente finos, con una superficie específica hasta de $740 \text{ m}^2/\text{kg}$, conducen a una mayor fluencia temprana, pero a una fluencia menor después de uno o dos años sujetos a carga.^{9.41} Esto se debe probablemente a la

alta ganancia de resistencia del cemento más fino con la resultante caída rápida de la verdadera relación esfuerzo/resistencia.^{9.133}

El cambio en la resistencia del concreto mientras está sujeto a carga tiene importancia al evaluar la afirmación precedente de que la fluencia no está influida por el tipo de cemento. Para la misma relación de esfuerzo/resistencia al tiempo de la aplicación de carga, la fluencia es tanto menor cuanto más grande es el aumento relativo de resistencia después de la aplicación de la carga.^{9.133} Así, la fluencia aumenta en este orden para: cementos de bajo calor, ordinarios y de endurecimiento rápido. Sin embargo, no hay duda de que, para un esfuerzo aplicado constante (ninguna relación esfuerzo/resistencia) a una edad fija (temprana), la fluencia aumenta en este orden: para cementos de endurecimiento rápido, ordinarios y de calor bajo. Estas dos aceveraciones subrayan claramente la necesidad de una completa modificación de la información acerca de los factores en la fluencia.

La influencia de la resistencia del concreto sobre la fluencia al momento de la aplicación de carga se aplica también cuando se utilizan diferentes materiales cementantes. Por otra parte, las generalizaciones *cuantitativas* acerca de la fluencia de concretos que contengan ceniza volante o escoria molida y granulada de alto horno no son posibles, porque la literatura publicada informa de investigaciones, que utilizaron, cada una, condiciones de prueba específicas y diferentes. Tales datos no pueden utilizarse para predecir la fluencia del concreto en la etapa del diseño estructural. Todo lo que podemos decir con seguridad es que el *modelo* de desarrollo de fluencia y de recuperación de fluencia no está afectado por la presencia de ceniza volante de clase C o de clase F,^{9.144, 9.153} escoria molida y granulada al alto horno^{9.151} o humo de sílice, o incluso combinaciones de estos materiales.

Sin embargo, puede haber alguna influencia sobre la fluencia de la estructura del cemento hidratado que surja a partir de la inclusión de los diversos materiales cementantes. La influencia sobre la fluencia por secado, donde la permeabilidad y la difusividad de la pasta de cemento hidratado son importantes, puede ser diferente de la influencia sobre fluencia básica. Por ejemplo, la utilización de escoria de alto horno conduce a una menor fluencia básica pero a una mayor fluencia por secado.^{9.14, 9.125, 9.152} Se deberá recordar que los diversos materiales cementantes tienen diferente rapidez de hidratación y, por lo tanto, de ganancia de resistencia mientras el concreto está sujeto a carga. La rapidez de ganancia de resistencia afecta la fluencia; a esto se hizo referencia anteriormente en esta sección.

Un ejemplo de la influencia de la hidratación sobre la fluencia se ofrece en las pruebas de Buil y Acker^{9.150} quienes hallaron que el humo de sílice no tiene ningún efecto sobre la fluencia básica pero reduce significativamente la fluencia por secado. Es probable que la explicación descansa en el hecho de que las reacciones de hidratación del humo de sílice reducen la cantidad de agua disponible para movimiento fuera del gel. Por lo general, a causa de la hidratación a largo plazo, y por lo tanto, el aumento de la resistencia bajo carga sostenida, del concreto que contiene ceniza volante o escoria molida y granulada de alto horno, la razón de fluencia de largo plazo se reduce en dicho concreto.

La fluencia del concreto hecho con cemento expansivo es más grande que cuando sólo se ha incluido cemento Portland en la mezcla.^{9.156}

Se ha descubierto que los aditivos reductores de agua y retardantes de fraguado aumentan la fluencia básica en muchos casos, pero no en todos.^{9.134, 9.135} Hay indicaciones de que los aditivos a base de lignosulfonato conducen a un incremento mayor que los aditivos a base en ácido carboxílico.^{9.71} Para la fluencia por secado, no se ha establecido ningún patrón seguro de la influencia de éstos.^{9.71} La misma situación existe con respecto a superfluidificantes.^{9.71} A partir de esta situación más bien insatisfactoria, se sigue que, si la fluencia es importante en una estructura dada, deberá verificarse cuidadosamente la influencia de cualquier aditivo que se vaya a usar.

Se tienen algunos comentarios generales que deben hacerse acerca de las diferencias en la fluencia informada por distintos investigadores. En varias investigaciones, las diferencias de fluencia informadas son de aproximadamente

te la misma magnitud que la dispersión de los resultados de cualquier conjunto de pruebas. Por lo tanto, no es razonable aceptar estas diferencias como significativas y las mismas no pueden utilizarse como una base para predicción. Hacen falta pruebas que involucren materiales reales. Estas pruebas, que deben ser efectuadas en las condiciones que se esperen aplicarse en servicio, pueden ser de corta duración. Se puede utilizar la extrapolación que emplee las expresiones analizadas en la página 327 para estimar la fluencia a largo plazo.

Volviendo a la relación entre la fluencia y la relación esfuerzo/resistencia, podemos notar que, puesto que para una mezcla dada, la resistencia y el módulo de elasticidad están relacionados la una con el otro, la fluencia y el módulo de elasticidad también están relacionados. La figura 9.34 muestra valores experimentales de fluencia a cualquier momento t , contra la relación del módulo de elasticidad en el tiempo t respecto al módulo al tiempo de aplicación de la carga;^{9.118} las edades en las cuales se aplicó la carga y a las cuales se determinó la fluencia variaron ampliamente, pero únicamente se utilizó una mezcla. El módulo al momento de aplicación de la carga da una indicación de la resistencia en ese momento, y el aumento en el módulo refleja la duración de la carga.

Influencia de la humedad relativa ambiente

Uno de los factores externos más importantes que influyen en la fluencia es la humedad relativa del aire que rodea al concreto. Efectuando un enfoque amplio, podemos decir que, para un concreto dado, la fluencia es tanto mayor

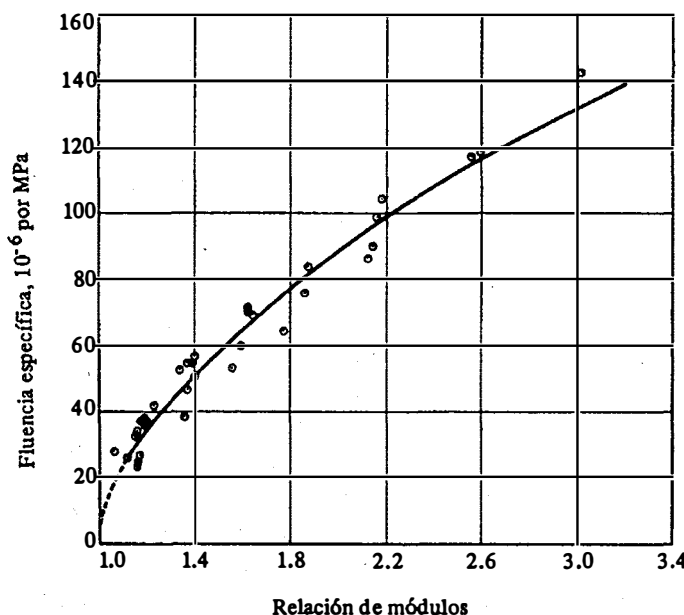
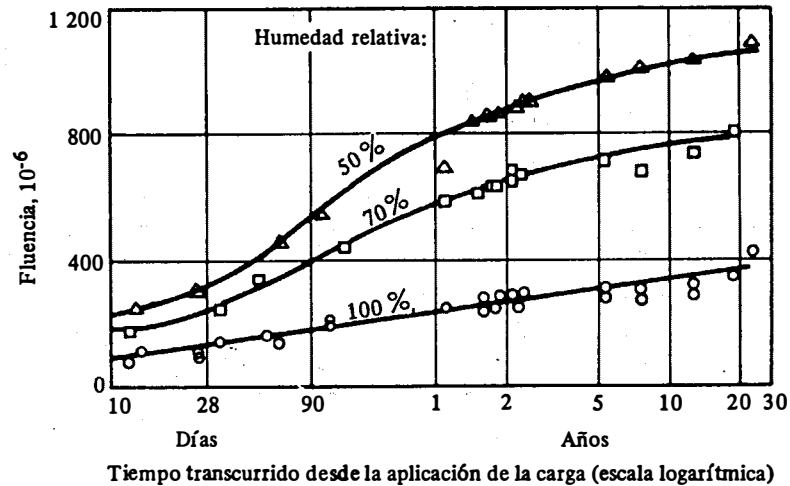


Figura 9.34 Relación entre fluencia en un tiempo t y relación del módulo de elasticidad del concreto al tiempo t con respecto al módulo al momento de la aplicación de la carga; diversos concretos, edades de carga, y períodos con carga^{9.118}

Figura 9.35 Fluencia del concreto curado en niebla durante 28 días, luego cargado y almacenado a diferentes humedades relativas^{9.24}



cuanto menor es la humedad relativa. Esto se ejemplifica en la figura 9.35 para especímenes curados a una humedad relativa de 100 por ciento y enseguida cargados y expuestos a diferentes humedades. Dicho tratamiento da por resultado una contracción que varía en forma importante y ocurre en los diferentes especímenes durante las etapas tempranas después de la aplicación de la carga sostenida. La rapidez de fluencia durante ese período varían en forma correspondiente, pero, a edades posteriores, las rapidezces parecen acercarse unas a otras. De esa manera, el secado mientras que está sujeto a carga aumenta la fluencia del concreto, es decir, induce la fluencia adicional por secado (compárese con la figura 9.28). La influencia de la humedad relativa es mucho menor, o está ausente, en el caso de especímenes que hayan alcanzado equilibrio hídrico con el medio circundante antes de la aplicación de la carga^{9.117} (figura 9.35). Así, en realidad, no es la humedad relativa la que influye en la fluencia sino el proceso de secado, es decir, la ocurrencia de fluencia por secado.

La fluencia por secado puede estar relacionada con, o influenciada por, el esfuerzo de tensión inducido en la parte exterior de un espécimen de concreto por contracción restringida y el agrietamiento resultante.^{9.149} El esfuerzo a compresión que surge a partir de una carga a compresión aplicada cancela totalmente este agrietamiento.^{9.148} En consecuencia, la contracción real de un espécimen cargado es mayor que la contracción medida de un espécimen que ha experimentado agrietamiento superficial. Por lo tanto, la propuesta de considerar que la fluencia y la contracción se suman, supone un valor muy pequeño de contracción: la diferencia entre esta supuesta contracción y la contracción real en un espécimen cargado representa la fluencia por secado. Sin embargo, esta hipótesis no ha sido confirmada por las pruebas en mortero^{9.145} en las que se observó una fluencia

grande por secado en ausencia de agrietamiento por contracción de especímenes acompañantes sin carga. Day e Illston^{9.154} hallaron también que especímenes muy pequeños de pasta de cemento hidratado experimentan fluencia por secado, y concluyeron que la fluencia por secado es una propiedad intrínseca de la pasta de cemento hidratado.

Bazant y Xi^{9.157} sugirieron que, más que fluencia por secado, en eso existe contracción inducida por esfuerzo ocasionada por movimiento local de agua entre poros capilares y poros de gel. Sin embargo, hasta que exista evidencia convincente disponible, deberá conservarse el concepto de fluencia por secado que se definió en la figura 9.28.

En esta etapa, es conveniente notar que el concreto que exhibe alta contracción, por lo general también muestra una alta fluencia.^{9.14} Esto no significa que los dos fenómenos se deban a la misma causa, pero ambos pueden estar ligados al mismo aspecto de la estructura de la pasta de cemento hidratado. No debe olvidarse que el concreto curado y cargado a una humedad relativa constante exhibe fluencia, y esa fluencia no produce ninguna pérdida significativa de agua del concreto hacia el medio circundante; ^{9.120, 9.121} ni hay ninguna ganancia de masa durante la recuperación de fluencia.^{9.121} (Un pequeño aumento de masa ocasionalmente observado durante el período de fluencia o de recuperación de fluencia puede deberse a carbonatación.)

En la figura 9.36 se da una indicación adicional de la relación mutua entre contracción y fluencia. Especímenes que habían sido cargados durante 600 días y luego fueron descargados y se les dejó recuperar su fluencia exhibieron, en la subsecuente inmersión en agua, expansión proporcional al esfuerzo que había sido removido previamente durante

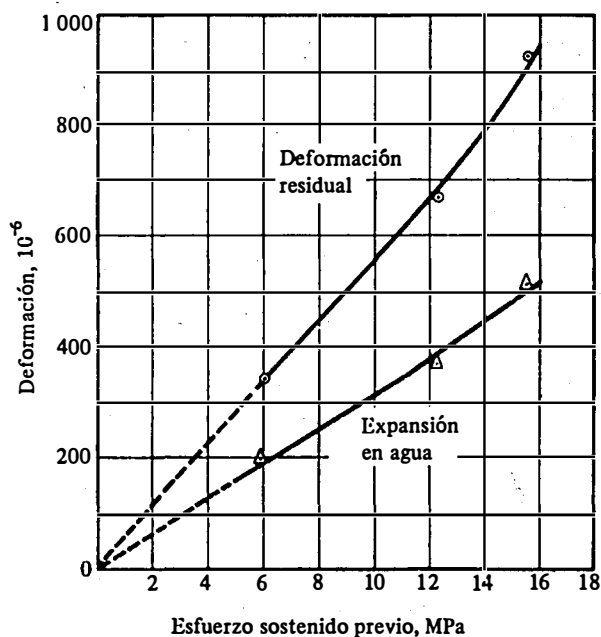


Figura 9.36 Relación entre esfuerzo original sostenido y: (a) expansión en agua, y (b) deformación residual del concreto^{9,113}

dos años. La deformación residual después de la expansión muestra una proporcionalidad similar.

La figura 9.37 muestra deformación con el tiempo de especímenes cargados almacenados alternativamente en agua y aire con una humedad relativa de 50 por ciento. Las ordenadas representan el cambio de deformación de la que se tenía después de 600 días con carga al aire. Puede observarse que, mientras están dentro del agua, los especímenes cargados muestran fluencia relativa a la expansión del espécimen sin carga, pero, en el aire, el cambio de deformación de todos los especímenes es el mismo. El aumento de la fluencia en el caso de inmersión en agua de este concreto viejo, puede deberse a la ruptura de algunas de las adherencias formadas durante el período de secado (compárese con la página 308). La figura 9.38 muestra los datos de la figura 9.37 graficados como una deformación relativa respecto de la deformación del espécimen sin carga. Una conclusión práctica de estas observaciones es que el humedecimiento y secado alternados incrementan la magnitud de la fluencia, de manera que los resultados de las pruebas de laboratorio pueden subestimar la fluencia sujeta a condiciones de clima normal.

Se ha hallado que la fluencia disminuye con un incremento en el tamaño del espécimen. Esto puede deberse a los efectos de la contracción y al hecho de que la fluencia en la superficie ocurre en condiciones de secado y es, por lo tanto, es mayor que la de dentro del núcleo del espécimen donde

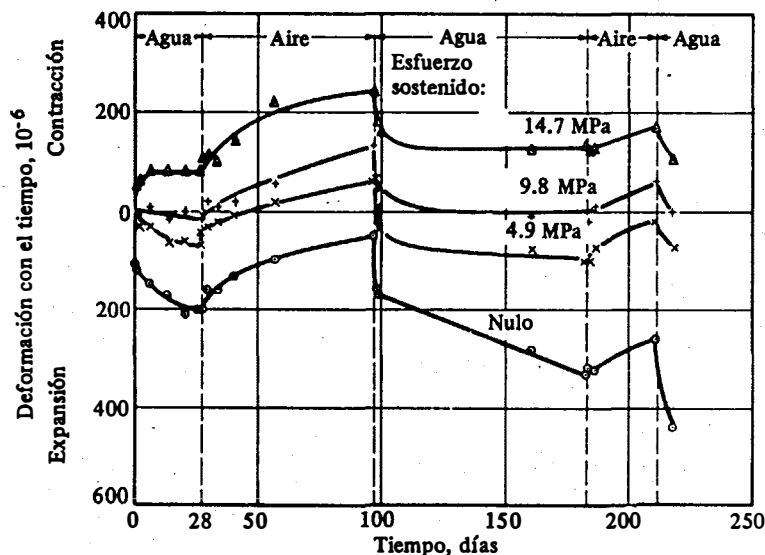


Figura 9.37 Deformación con el tiempo del concreto sujeto a diferentes esfuerzos y almacenado alternativamente en agua y al aire a una humedad relativa de 50 por ciento.^{9,14} Deformaciones al inicio del tiempo (después de 600 días sujeto a carga en aire):

Esfuerzo MPa	Deformación, 10^{-6}
0	280
4.9	1000
9.8	1800
14.7	2900

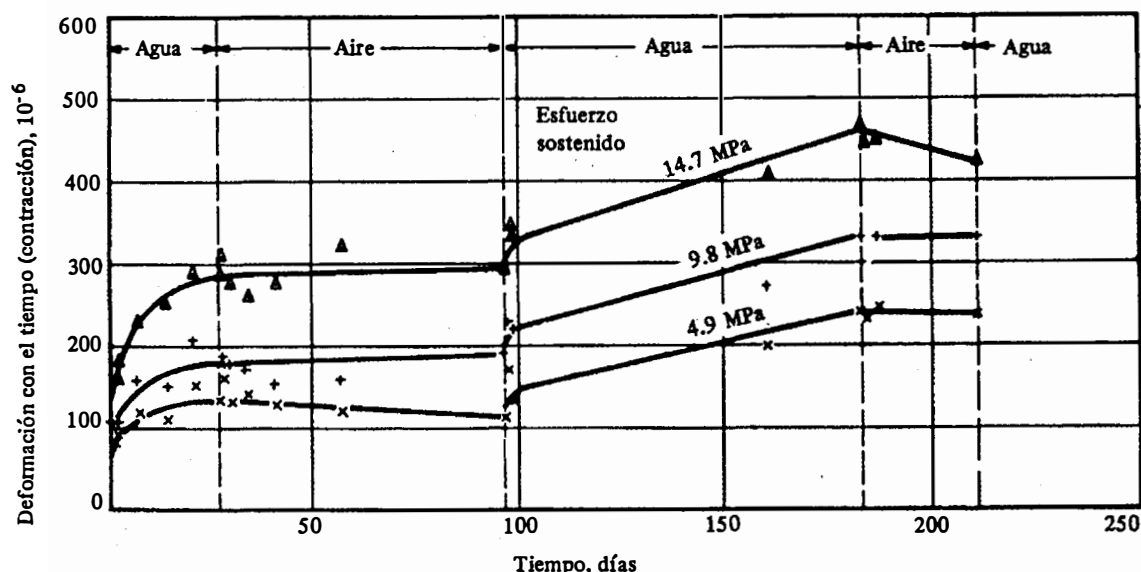


Figura 9.38 Deformación con el tiempo de especímenes cargados de la figura 9.37 relativa a la deformación del espécimen descargado.^{9.14}

las condiciones se aproximan al curado masivo. Incluso si, con el tiempo, el secado alcanza el núcleo, se habrá hidratado extensamente y logrado una resistencia más alta, la cual conduce a menor fluencia. En concretos sellados, no puede haber ningún efecto de tamaño.

El efecto de tamaño puede ser expresado mejor en función de la relación volumen/superficie del miembro de concreto; la relación se muestra en la figura 9.39. Puede observarse que la forma real del espécimen es aún de menor

importancia que en el caso de contracción. También, la disminución de fluencia con un aumento de tamaño es menor que en el caso de contracción (compárese con la figura 9.21). Pero las velocidades de logro de fluencia y de contracción son las mismas, lo que indica que ambos fenómenos tienen la misma función de relación volumen/superficie. Estos datos se aplican a la contracción y a la fluencia a humedad relativa de 50 por ciento.^{9.53}

Otras influencias

La influencia de la temperatura sobre la fluencia es de interés en recipientes de presión nucleares de concreto presforzado así como en otro tipo de estructuras, por ejemplo puentes. La rapidez de fluencia aumenta con la temperatura hasta aproximadamente 70 °C cuando, para una mezcla de 1:7 con una relación agua/cemento de 0.6, es aproximadamente 3.5 veces más alta que a 21 °C. Entre 70 °C y 96 °C, la rapidez disminuye hasta 1.7 veces respecto de la razón a 21 °C.^{9.116} Estas diferencias de rapidez persisten al menos durante 15 meses bajo carga. La figura 9.40 ilustra el progreso de la fluencia. Se cree que este comportamiento se debe al proceso de eliminación de la absorción del agua a partir de la superficie del gel, de manera que el gel gradualmente se vuelve por sí mismo la única fase sujeta a difusión molecular y flujo cortante; consecuentemente, la rapidez de fluencia disminuye. También es posible que una parte del incremento de la fluencia del concreto cargado a temperaturas elevadas pueda deberse a la resistencia menor del concreto a altas temperaturas.^{9.147} (véase la página 249).

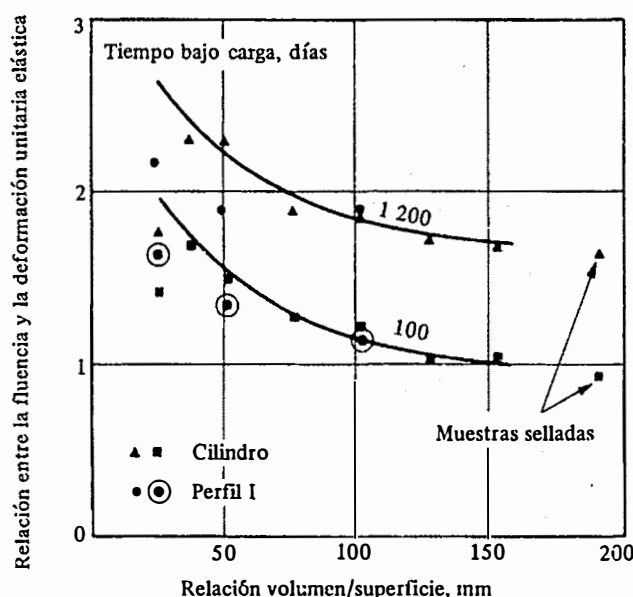


Figura 9.39 Relación entre razón de fluencia a deformación elástica y relación volumen/superficie.^{9.53}

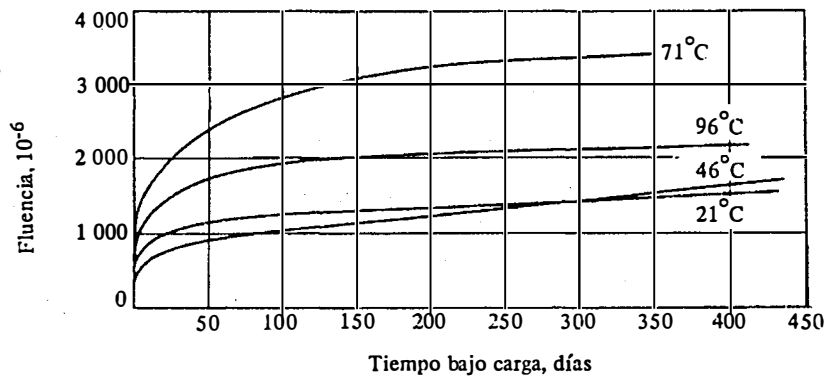


Figura 9.40 Relación entre fluencia y tiempo bajo carga para concretos almacenados a diferentes temperaturas (relación de esfuerzo/resistencia de 0.70)^{9.116}

Hasta donde corresponde a las bajas temperaturas, la congelación produce una mayor rapidez inicial de fluencia pero desciende rápidamente a cero.^{9.137} A temperaturas entre -10 y -30 °C, la fluencia es aproximadamente la mitad de la fluencia a 20 °C.^{9.155}

En la figura 9.41^{9.136} se muestra la fluencia del concreto para un amplio rango de temperaturas.

La mayor parte de los datos de prueba sobre fluencia se han obtenido con un esfuerzo sostenido y constante, pero algunas veces la carga real sucede alternada entre algunos límites. Se ha hallado que una carga cíclica, con una relación media dada de esfuerzo/resistencia, conduce a una mayor deformación dependiente del tiempo que una carga estática correspondiente a la misma relación esfuerzo/resistencia.^{9.139} Esto se ejemplifica en la figura 9.24 para el caso en que la carga alternada varió entre una relación esfuerzo/re-

sistencia de 0.35 y 0.05 mientras que la carga estática representó una relación esfuerzo/resistencia de 0.35. La misma figura muestra también la deformación con una relación media de esfuerzo/deformación de 0.35 (que varía entre 0.45 y 0.25): la deformación es aún mayor. La deformación sujeta a carga cíclica probablemente es ocasionada por el mismo mecanismo que la fluencia sujeta a carga estática de manera que la utilización del término "fluencia" en ambos casos puede ser justificado. Parece que la carga cíclica conduce a una mayor rapidez de fluencia a edades tempranas y también conduce a un valor mayor a largo plazo.^{9.140} Así, la utilización de datos de fluencia a partir de pruebas estáticas puede subestimar la fluencia cuando la carga es cíclica.

En el análisis precedente se menciona la compresión uniaxial pero la fluencia también ocurre en otras situaciones de carga, y la información acerca del comportamiento de fluencia en estas condiciones constituye una gran ayuda

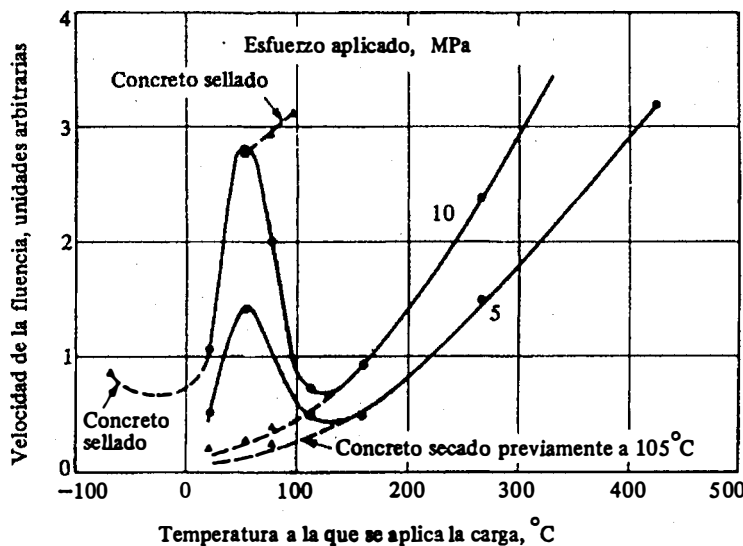
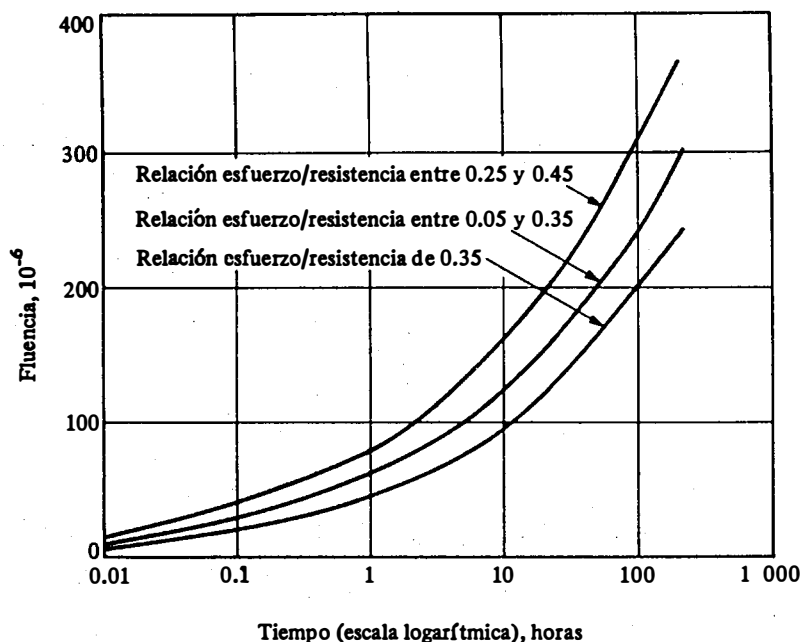


Figura 9.41 Influencia de la temperatura sobre la rapidez de fluencia^{9.136}

Figura 9.42 Fluencia con carga cíclica y carga estática



para establecer la naturaleza de la fluencia y en algunos problemas de diseño. Desafortunadamente, los datos experimentales son limitados, y, en muchos casos, no son posibles la evaluación y la comparación cuantitativas con el comportamiento en compresión. Por esta razón, sólo se harán afirmaciones amplias.

La fluencia del concreto masivo en tensión uniaxial es de 20 a 30 por ciento más alta que a un esfuerzo de compresión de igual magnitud. La diferencia depende de la edad a la que se aplica la carga y puede ser tan alta como 100 por ciento para almacenamiento a una humedad relativa de 50 por ciento para concreto cargado a edades tempranas. Sin embargo, también existe evidencia contradictoria,^{9.101} de manera que no pueden hacerse afirmaciones seguras acerca de la fluencia en tensión. La forma de las curvas de fluencia con el tiempo en tensión es de manera general similar a aquélla en compresión, pero la disminución de la rapidez de fluencia con el tiempo es mucho menos pronunciada en el primer caso porque el aumento de la resistencia con la edad es menor. El secado acrecienta la fluencia en tensión justamente como lo hace en compresión. En tensión directa, la falla en el tiempo ocurre de manera similar a la compresión uniaxial, pero la relación crítica de esfuerzo/resistencia es probablemente sólo de 0.7.^{9.158}

La fluencia ocurre al estar sujeta a carga de torsión, y es afectada por el esfuerzo, la relación agua/cemento y la humedad relativa del ambiente de la misma manera, cualitativamente, que la fluencia en compresión. La curva de fluencia con el tiempo también es de la misma forma.^{9.119} Se halló que la relación de fluencia respecto de de-

formación elástica en torsión es la misma que para carga de compresión.^{9.138}

En compresión uniaxial, la fluencia ocurre no solamente en la dirección axial sino también en las direcciones normales. Esto se llama *fluencia lateral*. La resultante de fluencia de la relación de Poisson fue considerada en la página 294. A partir del hecho de que hay fluencia lateral inducida por un esfuerzo uniaxial, se sigue que, en esfuerzo multiaxial, en cualquier dirección hay fluencia que se debe al esfuerzo aplicado en esa dirección y también fluencia ocasionada por el efecto de la relación de Poisson de deformaciones por fluencia en las dos direcciones normales. Existe evidencia^{9.45} de que la superposición de deformaciones por fluencia debidas a cada esfuerzo separadamente no es válida, de manera que la fluencia en esfuerzo multiaxial no puede ser predécida simplemente a partir de mediciones de fluencia uniaxial. Específicamente, la fluencia sujeta a compresión multiaxial es menor que cuando está sujeta a compresión uniaxial de la misma magnitud en la dirección dada (figura 9.43). Pero incluso en compresión hidrostática hay fluencia considerable.

Relación entre fluencia y tiempo

Normalmente, la fluencia se determina midiendo el cambio con el tiempo en la deformación de un espécimen sujeta a un esfuerzo constante y almacenado en condiciones apropiadas. La norma ASTM C 512-87 (reaprobada en 1994) describe un marco con carga de resorte, el cual mantiene una carga constante sobre un cilindro de concreto de prueba, a pesar de cualquier cambio en su longitud. Sin embar-

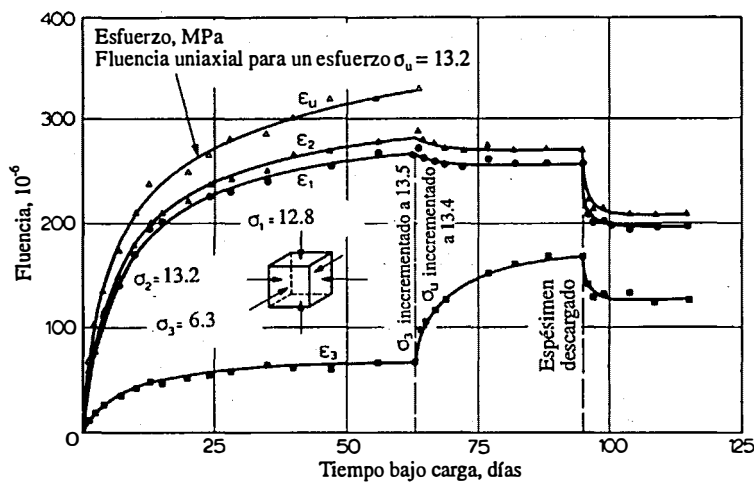


Figura 9.43 Curvas típicas de fluencia con el tiempo para concreto sujeto a compresión triaxial

go, para pruebas comparativas en concreto con agregados o aditivos no ensayados, puede utilizarse un aparato de prueba incluso más simple^{9.141} (figura 9.44). Aquí, la carga tiene que ajustarse de cuando en cuando, su valor es determinado por un dinamómetro en rango con los especímenes de concreto.

El aparato de la figura 9.44 puede utilizarse para pruebas aceleradas de fluencia por inmersión en agua a una temperatura entre 45 y 65 °C. Como se mencionó, una temperatura más elevada conduce a una fluencia mayor así que, después de siete días, cualquier diferencia entre un concreto desconocido y un concreto de referencia puede descubrirse fácilmente. Parece que esta fluencia acelerada está relacionada linealmente con la fluencia de 100 días a temperatura normal en una amplia rango de mezclas y agregados,^{9.141} como se muestra en la figura 9.45.

La fluencia continúa por mucho tiempo, sino indefinidamente; la determinación más larga hasta la fecha indica que un pequeño aumento de fluencia aún después de tanto como 30 años^{9.24} (figura 9.46). Las pruebas fueron luego discontinuadas a causa de la interferencia por carbonatación de los especímenes. Sin embargo, la rapidez de fluencia disminuye a una rapidez constante, y se supone, por lo general, que la fluencia tiende a un valor límite después de un tiempo infinito con carga; sin embargo, esto no ha sido comprobado.

La figura 9.46 proporciona medidas a largo plazo de Troxell y otros,^{9.24} y puede observarse que, si la fluencia después de un año bajo carga se toma como unidad, entonces los valores promedio de fluencia a edades posteriores son:

- 1.14 después de 2 años,
- 1.20 después de 5 años,
- 1.26 después de 10 años,
- 1.33 después de 20 años, y

□ 1.36 después de 30 años.

Estos valores muestran que la fluencia alterna puede exceder 1.36 veces la fluencia a un año, aunque para propósitos de cálculo se supone a menudo que la fluencia de 30 años representa la fluencia última.

Se han sugerido numerosas expresiones matemáticas que relacionan la fluencia y el tiempo. Una de las más conve-

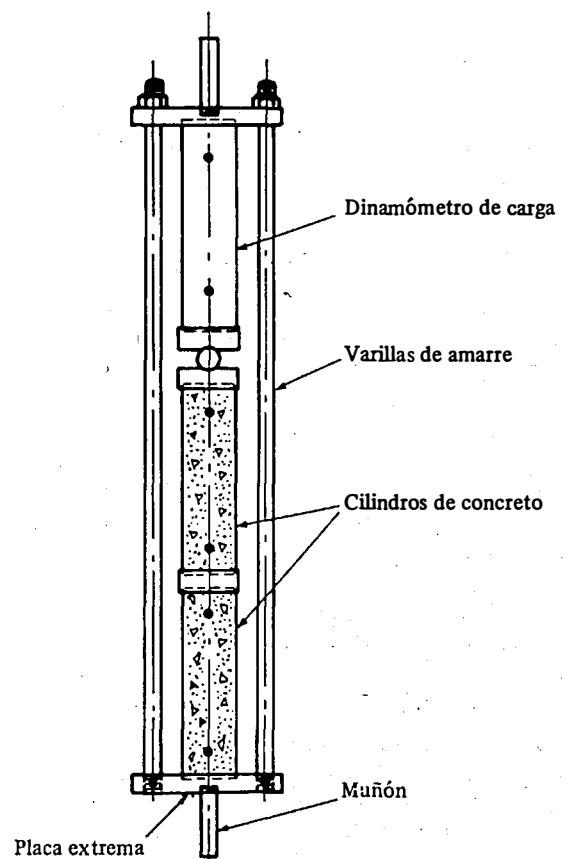
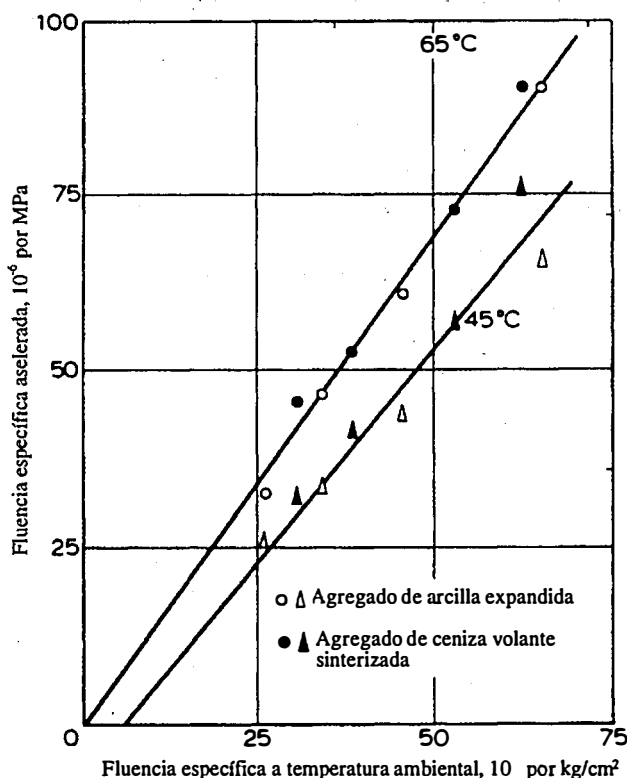


Figura 9.44 Un dispositivo simple de prueba para la determinación de fluencia del concreto sujeto a un esfuerzo aproximadamente constante^{9.141}

Figura 9.45 Relación entre fluencia en la prueba acelerada de 7 días a una temperatura mayor y fluencia de 100 días a una temperatura normal para diversas mezclas de concreto^{9,141}



nientes es la expresión hiperbólica, presentada por Ross^{9.122} y por Lorman.^{9.31} Ross expresa la fluencia c después del tiempo t bajo carga como:

$$c = \frac{t}{a + bt}$$

Cuando $t = \infty$, entonces $c = 1/b$, o sea, $1/b$ es el valor límite de fluencia. Los símbolos a y b representan constantes determinadas a partir de resultados experimentales: si se grafica t/c contra t , se obtiene una línea recta con pendiente b , y la intersección del eje t/c es igual a a . La línea recta deberá dibujarse de manera que pase a través de los puntos a edades posteriores, presentándose por lo general alguna desviación de la línea recta durante el período temprano a partir de la aplicación de la carga.

El ACI 209R-92^{9.80} utiliza una expresión modificada de Ross, que tiene como principal diferencia el empleo de un exponente de potencia de 0.6 respecto del tiempo t . El ACI 209R-92 también ofrece valores de coeficientes para tener en cuenta diversos factores que influyen sobre la fluencia.

El US Bureau Of Reclamation, que ha realizado un estudio extenso de la fluencia del concreto en presas, donde solamente ocurre fluencia básica, ha hallado que la fluencia puede ser representada por una expresión del tipo

$$c = F(K) \log_e (t + 1)$$

donde

K = edad a la cual se ha aplicado la carga,

$F(K)$ = una función que representa la rapidez de deformación por fluencia con el tiempo, y

t = tiempo con carga, en días.

$F(K)$ se obtiene a partir de una gráfica sobre papel semi-logarítmico.

Algunas veces, se dan los valores de fluencia por esfuerzo unitario, normalmente en unidades de 10^{-6} por MPa; esto se conoce como *fluencia específica* o *fluencia unitaria*. La fluencia también puede expresarse como una relación de fluencia respecto de la deformación elástica inicial; esta relación es conocida como coeficiente de fluencia o fluencia característica. El mérito de esta aproximación es que toma en cuenta las propiedades elásticas del agregado, el cual influye en la fluencia y en la deformación elástica del concreto de manera similar.

Todas las expresiones aceptadas, pero complejas, para fluencia, han sido desarrolladas por Bazant e investigadores asociados, quienes publicaron también una versión algo

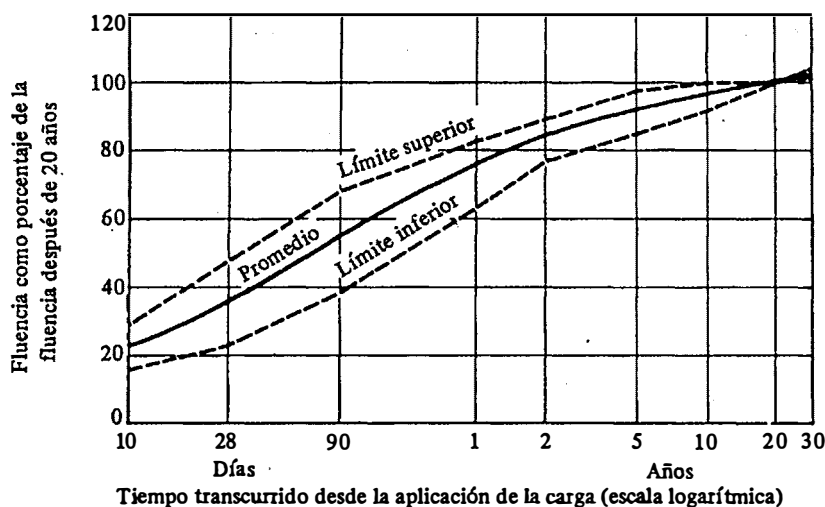


Figura 9.46 Curvas del rango de fluencia con el tiempo para diferentes concretos almacenados a diversas humedades relativas^{9.24}

simplificada, pero no simple, de expresiones de predicción de fluencia.^{9.146}

La variedad de expresiones de fluencia puede ser desconcertante, pero no es posible una predicción segura de cualquier concreto en cualquier condición. Las pruebas de corto plazo, digamos, de una duración de 28 días sujetas a carga, son necesarias. Entonces es posible la extrapolación. Se ha hallado^{9.142} que para períodos con carga hasta de cinco años, la expresión de potencia parece mejor para ajustar datos experimentales para fluencia básica y, para fluencia básica más fluencia por secado, la función de potencia logarítmica parece más apropiada. Para la mayor parte de los concretos, sin tomar en cuenta la relación agua/cemento o el tipo de agregado, la fluencia específica a la edad de t días ($t > 28$), C_t , puede relacionarse con la fluencia específica después de 28 días bajo carga, C_{28} mediante las expresiones:

$$\square \text{ fluencia básica: } c_t = c_{28} \times 0.50t^{0.21}$$

$$\square \text{ fluencia total: } c_t = c_{28} \times (-6.19 + 2.15 \log_e t)^{0.38}$$

donde

c_t = fluencia específica de largo plazo en 10^{-6} por MPa.

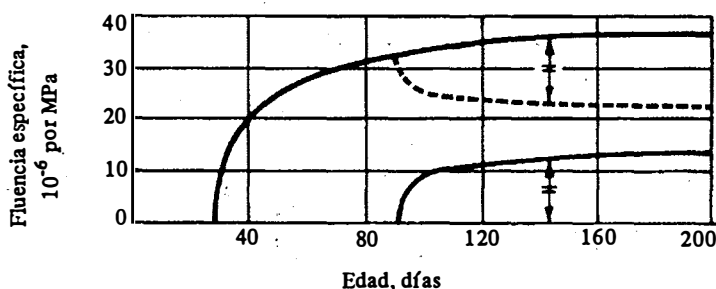


Figura 9.47 Ejemplo del principio de superposición de deformaciones de Mc Henry^{9.126}

Naturaleza de la fluencia

A partir de la figura 9.30, es claro que la fluencia y la recuperación de fluencia son fenómenos relacionados, pero su naturaleza está lejos de ser clara. El hecho de que la fluencia es parcialmente reversible sugiere que puede consistir en un movimiento viscoelástico parcialmente reversible (que consiste en una fase puramente viscosa y en una fase puramente elástica), y posiblemente también en una deformación plástica no reversible.

Una deformación elástica siempre es recuperable durante el tiempo de descarga. Una deformación plástica nunca es recuperable, puede ser dependiente del tiempo, y no existe ninguna proporcionalidad entre la deformación plástica y el esfuerzo aplicado, o entre esfuerzo y rapidez de deformación. Una deformación viscosa nunca es recuperable durante el tiempo de descarga, siempre es dependiente del tiempo, y siempre hay proporcionalidad entre la razón de la deformación viscosa y el esfuerzo aplicado, y por consiguiente, entre el esfuerzo y la deformación en un tiempo dado.^{9.129} Estos diversos tipos de deformación pueden resumirse como se muestra en la tabla 9.6.

Tabla 9.6 Tipos de deformación

Tipo de deformación	Instantánea	Dependiente del tiempo
Reversible	Elástica	Elástica-demorada
Irreversible	Plástica	Viscosa

Un posible tratamiento de la recuperación parcial observada de fluencia es mediante el principio de superposición de deformaciones, desarrollado por McHenry.^{9.126} Éste establece que las deformaciones producidas en el concreto en cualquier tiempo t por un incremento de esfuerzo aplicado en cualquier tiempo t_0 son independientes de los efectos de cualquier esfuerzo aplicado antes o después de t_0 . El incremento de esfuerzo significa ya sea un esfuerzo a compresión o un esfuerzo a tensión, es decir, también una liberación de carga. Se sigue entonces que, si el esfuerzo a compresión de un espécimen es retardado a la edad t_1 , la recuperación de fluencia resultante será la misma que la fluencia de un espécimen similar sujeto al mismo esfuerzo a compresión a la edad de t_1 . La figura 9.47 da ejemplo de esta afirmación, y se puede ver que la recuperación de fluencia está representada por la diferencia entre la deformación real en cualquier tiempo y la deformación que existiría al mismo tiempo, si el espécimen hubiera continuado sujeto al esfuerzo a compresión original.

La figura 9.48 muestra una comparación de las deformaciones reales y calculadas (siendo los valores calculados en realidad la diferencia entre dos curvas experimentales) para concreto sellado, es decir, sujeto únicamente a fluencia básica.^{9.127} Parece que, en todos los casos, la deformación real después de la remoción de carga es mayor que la defor-

mación residual predicha por el principio de superposición. Así, la fluencia real es menor que la esperada. Un error similar se halla cuando el principio se aplica a especímenes sujetos a esfuerzo variable.^{9.107} Parece que el principio de superposición no satisface completamente a los fenómenos de fluencia y de recuperación de fluencia.

No obstante, el principio de superposición de deformaciones es una suposición de trabajo conveniente. Implica que la fluencia es un fenómeno elástico retrasado en el que la completa recuperación es impedida generalmente por la hidratación progresiva del cemento. Puesto que las propiedades del concreto viejo cambian sólo muy poco con la edad, se esperaría que la fluencia del concreto sujeta a carga sostenida a la edad de varios años fuera completamente reversible, pero esto no se ha verificado experimentalmente. Deberá notarse que el principio de superposición conduce a un error tolerable en condiciones de curado masivo, es decir, cuando sólo ocurre fluencia básica. Cuando está presente la fluencia por secado, el error es mayor porque la recuperación de fluencia es totalmente sobreestimada.

El problema de la naturaleza de la fluencia aún genera controversia^{9.128} y no puede analizarse aquí por completo. El lugar de la fluencia es la pasta de cemento hidratado, y la fluencia se relaciona con el movimiento interno del agua adsorbida o agua intracristalina, es decir, con filtración interna. Las pruebas de Glucklich^{9.132} han mostrado que el concreto del cual se ha eliminado toda el agua evaporable no exhibe prácticamente ninguna fluencia. Sin embargo, los cambios en el comportamiento de la fluencia del concreto a altas temperaturas sugieren que, en esta etapa, el

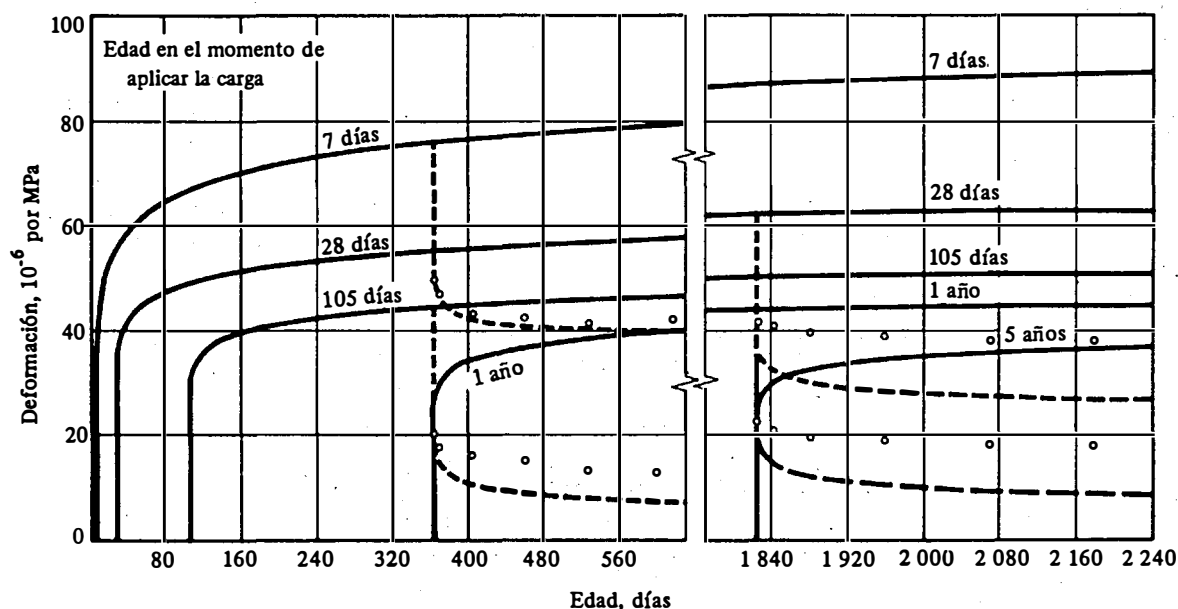


Figura 9.48 Comparación de deformaciones medidas y calculadas sobre la base del principio de superposición de Mc Henry^{9.127}

agua cesa de desempeñar una función y el gel mismo llega a estar sujeto a deformación por fluencia.

Puesto que la fluencia puede ocurrir en el concreto masivo, se deduce que la filtración de agua al exterior del concreto no es esencial para el progreso de la fluencia básica, aunque tal proceso puede bien ocurrir en la fluencia por secado. Sin embargo, es posible la filtración interna de agua proveniente de las capas adsorbidas de vacíos tales como los capilares. Una evidencia indirecta de la función de tales vacíos se da por la relación entre la fluencia y la resistencia de la pasta de cemento hidratado: parecería que la fluencia es una función de la cantidad relativa del espacio sin llenar, y se puede especular que son los vacíos del gel los que rigen tanto la resistencia como la fluencia; en el último caso, los vacíos pueden estar relacionados con la filtración. El volumen de vacíos es, por supuesto, una función de la relación agua/cemento y es afectado por el grado de hidratación.

Debemos recordar que los vacíos capilares no permanecen llenos incluso con presión total hidrostática de un baño de agua. Así que la filtración interna es posible en cualquiera de las condiciones de almacenamiento. El hecho de que la fluencia de especímenes sin contracción es independiente de la humedad relativa del ambiente indicaría que la causa fundamental de la fluencia "en aire" y "en agua" es la misma.

La curva de fluencia con el tiempo muestra un claro descenso en su pendiente, y surge la duda de si esto significa un cambio, posiblemente un cambio gradual, en el mecanismo de fluencia. Puede concebirse que la pendiente de la curva disminuya con el mismo mecanismo que continúa todo el tiempo, pero es razonable imaginar que, después de muchos años con carga, el espesor de las capas de agua adsor-

bidas podría reducirse hasta donde no pudiera ocurrir ninguna reducción adicional con el mismo esfuerzo; y con todo, se ha registrado fluencia después de tanto tiempo como son 30 años. Por lo tanto, es probable que la parte de fluencia lenta o de largo plazo se deba a otras causas diferentes de la filtración, pero la deformación sólo se puede desarrollar en presencia de algo de agua evaporable. Esto sugeriría flujo viscoso o deslizamiento entre las partículas de gel. Dichos mecanismos son compatibles con la influencia de la temperatura sobre la fluencia, y también pueden explicar el carácter tan irreversible de la fluencia de largo plazo.

Las observaciones sobre fluencia sujeta a carga cíclica, y especialmente sobre la elevación de temperatura dentro del concreto bajo dicha carga, han conducido a una hipótesis modificada de la fluencia. Como ya se mencionó, la fluencia sujeta a esfuerzo cíclico aumenta en comparación con la fluencia sujeta a esfuerzo estático igual al esfuerzo cíclico medio.^{9.140} Esta fluencia mayor es en gran medida irre recuperable y consiste en fluencia acelerada ocasionada por un aumento de deslizamiento viscoso de las partículas de gel, y un incremento de fluencia a causa de una cantidad limitada de microagrietamiento a edades muy tempranas del proceso de fluencia. Otros datos experimentales sobre fluencia en tensión y en compresión^{9.143} sugieren que el comportamiento se explica mejor por una combinación de las teorías de filtración y flujo cortante viscoso de la fluencia.

Por lo general, la función del microagrietamiento es pequeña y, a excepción de la fluencia cíclica, se limita probablemente al concreto cargado a edades muy tempranas, y cargado a altas relaciones de esfuerzo/resistencia que exceden 0.6.

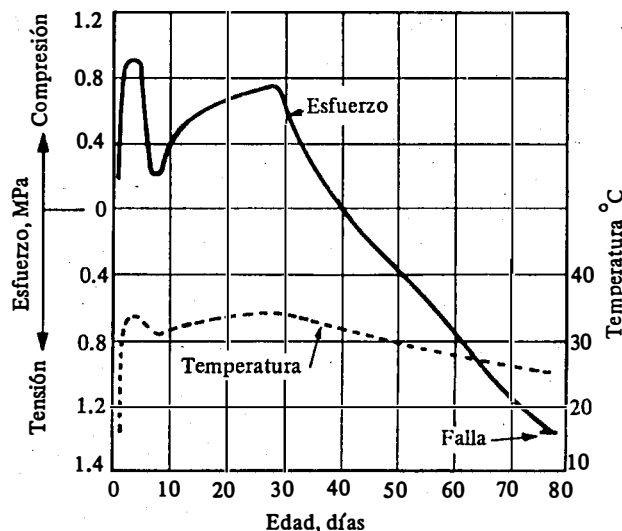


Figura 9.49 Esfuerzo en concreto sujeto a un ciclo de temperatura a una longitud constante 9.131

Habiendo dicho todo esto, tenemos que admitir que el mecanismo exacto de fluencia permanece incierto.

Efectos de la fluencia

La fluencia afecta a las deformaciones y a las flexiones, y con frecuencia también a la distribución de esfuerzo, pero los efectos varían con el tipo de estructura.^{9.130}

La fluencia del concreto simple no afecta per se a la resistencia, aunque con esfuerzos *muy* altos la fluencia acelera la aproximación de deformación límite a la cual ocurre la falla; esto se aplica únicamente cuando la carga sostenida está por arriba de 85 o 90 por ciento de la carga estática última aplicada rápidamente.^{9.115} Con un bajo esfuerzo sostenido, el volumen del concreto disminuye (ya que la relación de poisson en fluencia es menor de 0.5) y se esperaba que esto aumentara la resistencia del concreto. Sin embargo, probablemente este efecto es pequeño.

La influencia de la fluencia sobre el comportamiento y resistencia de las estructuras de concreto reforzado y presforzado se analiza ampliamente en la referencia 9.84. Aquí, puede ser útil mencionar que, en las columnas de concreto reforzado, la fluencia conduce a una transferencia gradual de carga proveniente del concreto al acero de refuerzo. Una vez que el acero cede, cualquier aumento de carga es tomado por el concreto, de manera que la resistencia total tanto del acero como del concreto se desarrolla antes de que ocurra la falla -un hecho reconocido por las fórmulas de diseño-. Sin embargo, en columnas cargadas de manera excéntrica, la fluencia incrementa la flexión y puede conducir al pandeo. En estructuras estáticamente indeterminadas, la fluencia puede liberar concentraciones de esfuerzo inducidas por contracción, cambios de temperatura o movimientos de apoyos. En todas las estructuras de concreto, la fluencia reduce los esfuerzos internos ocasionados por contracción no uniforme, de manera que hay una reducción de agrietamiento. Al calcular los efectos de la fluencia en estructuras, es importante reconocer que la deformación real dependiente del tiempo no es la fluencia "libre" del concreto sino un valor modificado por la cantidad y posición del acero de refuerzo.

Por otro lado, en concreto masivo, la fluencia en sí misma puede ser una causa de agrietamiento cuando una masa de concreto restringido experimenta un ciclo de cambio de temperatura ocasionado por el desarrollo del calor de hidratación y el enfriamiento subsecuente. Un esfuerzo de compresión es inducido por la rápida elevación de la temperatura en el interior de la masa de concreto. Este esfuerzo es bajo porque el módulo de elasticidad del concreto muy joven es bajo. La resistencia del concreto muy joven

también es baja, de manera que su fluencia es alta; esto alivia el esfuerzo de compresión, y la compresión remanente desaparece tan pronto como ocurre el enfriamiento. En el caso de enfriamiento adicional del concreto, se desarrolla esfuerzo de tensión y, puesto que la razón de fluencia se reduce con la edad, puede ocurrir agrietamiento incluso antes de que la temperatura haya descendido al valor inicial (de colado) (véase la figura 9.49). Por esta razón, la elevación de temperatura en el interior de una gran masa de concreto debe ser controlada (véase la página 273).

La fluencia también puede conducir a una flexión excesiva de los miembros estructurales y ocasionar otros problemas de servicio, especialmente en edificios altos y en puentes largos. La pérdida de presfuerzo ocasionada por fluencia es bien conocida y, en realidad, se toma en cuenta para la falla en los intentos originales cuando se aplica el presfuerzo.

Los efectos de la fluencia pueden ser dañinos pero, en el conjunto, la fluencia, a diferencia de la contracción, es valiosa en la liberación de concentraciones de esfuerzos y ha contribuido muy considerablemente al buen éxito del concreto como material estructural. Se han desarrollado^{9.112} métodos racionales de diseño para tener en cuenta la fluencia en diversos tipos de estructuras.^{9.112}

Referencias

- 9.1 R. E. Philleo, "Comparison of results of three methods for determining Young's modulus of elasticity of concrete", J. Amer. Concr. Inst., 51, enero 1955, pp. 461-9.
- 9.2 H. Lossier, "Cements with controlled expansions and their applications prestressed concrete", The Structural Engineer, 24, núm. 10, 1946, pp. 505-34.
- 9.3 M. Polivka, "Factors influencing expansion of expansive cement concretes", Klein Symp. on Expansive Cement, ACI SP-38, Detroit, Michigan, 1973, pp. 239-50.
- 9.4 M. Polivka and C. Willson, "Properties of shrinkage-compensating concretes", Klein Symp. on Expansive Cement, ACI SP-38, Detroit, Michigan, 1973, pp. 227-37.
- 9.5 L. W. Teller, "Elastic properties", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169, 1956, pp. 94-103.
- 9.6 J. J. Shideler, "Lightweight aggregate concrete for structural use", J. Amer. Concr. Inst., 54, octubre 1957, pp. 299-328.
- 9.7 P. Klieger, "Early high-strength concrete for prestressing", Proc. World Conference on Prestressed Concrete, San Francisco, 1957, pp. A5-1-14.
- 9.8 M. Kokubu, "Use of expansive components for concrete in Japan", Klein Symp. on Expansive Cement, ACI SP-38, Detroit, Michigan, 1973, pp. 353-78.

- 9.9 T. Takabayashi, "Comparison of dynamic Young's modulus and static Young's modulus for concrete", RILEM Int. Symp. on Non-destructive Testing of Materials and Structures 1, 1954, pp. 34-44.
- 9.10 J. Bijen and G. Van Der Wegen, "Swelling of concrete in deep seawater", Durability of concrete, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-145, Detroit, Michigan, 1994, pp. 389-407.
- 9.11 B. W. Shacklock and P. W. Kleene, "A comparison of the compressive and flexural strengths of concrete with and without entrained air", Civil Engineering London, enero 1959, pp. 77-80.
- 9.12 R. Jones, "Testing concrete by an ultrasonic pulse technique", D.S.I.R. Road Research Technical Paper núm. 34, HMSO, London, 1955.
- 9.13 M. A. Swayze, "Early concrete volume changes and their control", J. Amer. Concr. Inst., 38, abril 1942, pp. 425-40.
- 9.14 R. L'Hermite, "Volume changes of concrete", Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of cement, Washington DC 1960, pp. 659-94.
- 9.15 W. Lerch, "Plastic shrinkage", J. Amer. Concr. Inst., 53, febrero 1957, pp. 797-802.
- 9.16 D. W. Hobbs, "Influence of specimen geometry upon weight change and shrinkage
- 9.17 H. E. Davis, "Autogenous volume changes of concrete", Proc. ASTM., 40, 1940, pp. 1103-10.
- 9.18 T. C. Powers, "Causes and control of volume change", J. Portl. cem. Assoc. Research and Development Laboratories, 1, núm. 1, enero 1959, pp. 29-39.
- 9.19 F. M. Lea, "The Chemistry of Cement and Concrete", Arnold, London, 1970.
- 9.20 J. D. Bernal, J. W. Jeffery and H. F. W. Taylor, "Crystallographic research on the hydration of Portland cement: A first report on investigations in progress", Mag. Concr. Res., 3, núm. 11, 1952, pp. 49-54.
- 9.21 J. D. Bernal, "The structures of cement hydration compounds", Proc. 3rd Int. Symp. on the Chemistry of Cement, London 1952, pp. 216-36.
- 9.22 F. M. Lea, "Cement research: Retrospect and prospect", Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Washington DC, 1960, pp. 5-8.
- 9.23 G. Pickett, "Effect of aggregate on shrinkage of concrete and hypothesis concerning shrinkage", J. Amer. Concr. Inst., 52, enero 1956, pp. 581-90.
- 9.24 G. E. Troxell, J. M. Raphael and R. E. Davis, "Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete", Proc. ASTM., 58, 1958, pp. 1101-20.
- 9.25 B. W. Shacklock and P. W. Keene, "The effect of mix proportions and testing conditions on drying shrinkage and moisture movement of concrete", Cement Concr. Assoc. Tech. Report TRA/266, London, junio 1957.
- 9.26 M. A. Swayzw, "Discussion on: volume changes of concrete", Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Washington DC, 1960, pp. 700-2.
- 9.27 G. Pickett, "Effect of gypsum content and other factors on shrinkage of concrete prisms", J. Amer. Concr. Inst., 44, octubre 1947, pp. 149-75.
- 9.28 W. Lerch, "The influence of gypsum on the hydration and properties of portland cement pastes", Proc. ASTM., 46, 1946, pp. 1252-92.
- 9.29 P. W. Keene, "The effect of air-entrainment on the shrinkage of concrete stored in laboratory air", Cement Concr. Assoc. Tech. Report TRA/331, London, enero 1960.
- 9.30 J. J. Shideler, "Calcium chloride in concrete", J. Amer. Concr. Inst., 48, marzo 1952, pp. 537-59.
- 9.31 W. R. Lorman. "The theory of concrete creep", Proc. ASTM., 40, 1940, pp. 1082-102.
- 9.32 A. D. Ross, "Shape, size, and shrinkage", Concrete and Construction Engineering, London, agosto, 1944, pp. 193-9.
- 9.33 R. L'Hermite, J. Chefdeville and J. J. Grieu, "Nouvelle contribution á l'étude du retrait des ciments", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et de Travaux Publics, núm. 106, Liants Hydrauliques núm. 5, diciembre 1949.
- 9.34 J. W. Galloway and H. M. Harding, "Elastic moduli of a lean and a pavement quality concrete under uniaxial tension and compression", Materials and Structures, 9, núm. 49, 1976, pp. 13-18.
- 9.35 A. M. Neville, "Discussion on: Effect of aggregate on shrinkage of concrete and hypothesis concerning shrinkage", J. Amer. Concr. Inst., 52, Part 2, diciembre 1956, pp. 1380-1.
- 9.36 P. T. Wang, S. P. Shah and A. E. Naaman, "Stress-strain curves of normal and lightweight concrete in compression", J. Amer. Concr. Inst., 75, noviembre 1978, pp. 603-11.
- 9.37 G. J. Verbeck, "Carbonation of hydrated portland cement", ASTM. Sp. Tech. Publ. núm. 205, 1958, pp. 17-36.
- 9.38 J. J. Shideler, "Investigation of the moisture-volume stability of concrete masonry units", Portl. Cem. Assoc. Development Bull. D.3 marzo, 1955.
- 9.39 R. N. Swamy and A. K. Bandyopadhyay, "The elastic properties of structural lightweight concrete", Proc. Inst. Civ. Engrs., Part 2, 59, septiembre 1975, pp. 381-94.
- 9.41 E. W. Bennett and D. R. Loat, "Shrinkage and creep of concrete as affected by the fineness of portland cement", Mag. Concr. Res., 22, núm. 71, 1970, pp. 69-78.
- 9.42 S. P. Shah and G. Winter, "Inelastic behaviour and fracture of concrete", Symp. on Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete, ACI SP-20, Detroit, Michigan, 1968, pp. 5-28.

- 9.43 A. M. Neville, "Some problems in inelasticity of concrete and its behaviour under sustained loading", *Structural Concrete*, 3, núm. 4, London, 1966, pp. 261-8.
- 9.44 p. Desayi and S. Krishnan, "Equation for the stress-strain curve of concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 61, marzo 1964, pp. 345-50.
- 9.45 K. S. Gopalakrishnan, A. M. Neville and A. Ghali, "Creep Poisson's ratio of concrete under multiaxial compression", *J. Amer. Concr. Inst.*, 66, diciembre 1969, pp. 1008-20.
- 9.46 Y. E. Houk, O. E. Borge and D. L. Houghton, "Studies of autogenous volume change in concrete for Dworshak Dam", *J. Amer. Concr. Inst.*, 66, julio 1969, pp. 560-8.
- 9.47 D. Ravina and R. Shalon, "Plastic shrinkage cracking", *J. Amer. Concr. Inst.*, 65, abril 1968, pp. 282-92.
- 9.48 S. T. A. Ödman, "Effects of variations in volume, surface area exposed to drying, and composition of concrete on shrinkage", *RILEM/CEMBUREAU Int. Colloquium on the Shrinkage of Hydraulic Concretes*, 1, Madrid 1968, pp. 20.
- 9.49 T. W. Reichard, "Creep and drying shrinkage of lightweight and normal weight concretes", *Nat. Bur. Stand. Monograph*, 74, Washington Dc, marzo 1964.
- 9.50 K. Mather, "high strength, high density concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 62, núm. 8, 1965, pp. 951-62.
- 9.51 S. E. Pihlajavaara, "Notes on the drying of concrete", *Reports, Series 3*, núm. 79, The State Institute for Technical Research, Helsinki, 1963.
- 9.52 T. C. Hansen, "Effect of wind on creep and drying shrinkage of hardened cement mortar and concrete", *ASTM Mat. Res. & Stand.*, 6, enero 1966, pp. 16-19.
- 9.53 T. C. Hansen and A. H. Mattock, "The influence of size and shape of member on the shrinkage and creep of concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 63, febrero 1966, pp. 267-90.
- 9.54 J. W. Kelly, "Cracks in concrete - the causes and cures", *Concrete Construction*, 9, abril 1964, pp. 89-93.
- 9.55 R. G. L'Hermite, "Quelques problèmes mal connus de la technologie du béton", *Il Cemento*, 75, núm. 3, 1978, pp. 231-46.
- 9.56 S. E. Pihlajavaara, "On practical estimation of moisture content of drying concrete structures", *Il Cemento*, 73, núm. 3, 1976, pp. 129-38.
- 9.57 S. Popovics, "Verification of relationships between mechanical properties of concrete-like materials", *Materials and Structures*, 8, núm. 45, 1975, pp. 183-91.
- 9.58 S. E. Pihlajavaara, "Carbonation - an important effect on the surfaces of cement-based materials", *RILEM/ASTM/CIB Symp. on evaluation of the Performance of External Surfaces of Buildings*; paper núm. 9, Otaniemi, Finland, agosto, 1977, pp. 9.
- 9.59 N. J. Gardner, P. L. Sau and M. S. Cheung, "Strength development and durability of concrete", *ACI Materials Journal*, 85, núm. 6, 1988, pp. 529-36.
- 9.60 S. Harsh, Z. Shen and D. Darwin, "Strain-rate sensitive behavior of cement paste and mortar in compression", *ACI Materials Journal*, 87, núm. 5, 1990, pp. 508-16.
- 9.61 Z.-H. Guo and X.-Q. Zhang, "Investigation of complete stress-deformation curves for concrete in tension", *ACI Materials Journal*, 84, núm. 4, 1987, pp. 278-85.
- 9.62 W. S. Najjar and K. C. Hover, "Neutron radiography for microcrack studies of concrete cylinders subjected to concentric and eccentric compressive loads", *ACI Materials Journal*, 86, núm. 4, 1989, pp. 354-9.
- 9.63 F. de Larrard, E. Saint-Dizier and C. Boulay, "Comportement post-rupture de béton á hautes ou très hautes performances armé en compression", *Bulletin Liaison Laboratoires Ponts et Chaussées*, 179, mayo-junio 1992, pp. 11-20.
- 9.64 N. H. Olsen, H. Krenchel and S. P. Shah, "Mechanical properties of high strength concrete", *IABSE Symposium, Concrete Structure for the Future*, Paris-Versailles, 1987, pp. 395-400.
- 9.65 W. F. Chen, "Concrete plasticity: macro-and microapproaches", *Int. Journal of Mechanical Sciences*, 35, núm. 12, 1993, pp. 1097-109.
- 9.66 M. M. Smadi and F. O. Slate, "Microcracking of high and normal strength concretes under short - and long-term loadings", *ACI Materials Journal*, 86, núm. 2, 1989, pp. 117-27.
- 9.67 D. J. Carreira and K. H. Chu, "Stress-strain relationship for plain concrete in compression", *ACI Journal*, 82, núm. 6, 1985, pp. 797-804.
- 9.68 K. J. Bastgen and V. Hermann, "Experience made in determining the static modulus of elasticity of concrete", *Materials and Structures*, 10, núm. 60, 1977, pp. 357-64.
- 9.69 P.-C. Aitcin, M. S. Cheung and V. K. Shah, "Strength development of concrete cured under arctic sea conditions", in *Temperature Effects on Concrete*, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 858, Philadelphia, Pa, 1983, pp. 3-20.
- 9.70 F. D. Lydon and R. V. Balendarn, "Some observations on elastic properties of plain concrete", *Cement and Concrete Research*, 16, núm. 3, 1986, pp. 314-24.
- 9.71 J. J. Brooks and A. Neville, "Creep and shrinkage of concrete as affected by admixtures and cement replacement materials", in *Creep and Shrinkage of Concrete: Effect of Materials and Environment*, ACI SP-135 Detroit, Michigan, 1992, pp. 19-36.
- 9.72 W. Hansen and J. A. Almudaiheem, "Ultimate drying shrinkage of concrete - influence of major parameters", *ACI Materials Journal*, 84, núm. 3, 1987, pp. 217-23.

- 9.73 J. Baron, "Les retraits de la pâte de ciment", in *Le Béton Hydraulique - Connaissance et Pratique*, Eds J. Baron and R. Santeray, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1982, pp. 485-501.
- 9.74 J. M. Torrenti et al., "Contraintes initiales dans le béton", *Bulletin Liaison Ponts et Chaussées*, 158, Noviembre-diciembre, 1988, pp. 39-44.
- 9.75 R. Mensi, P. Acker and A. Attolou, "Séchage du béton: analyse et modélisation", *Materials and Structures*, 21, núm. 121, 1988, pp. 3-12.
- 9.76 M. Shoya, "Drying shrinkage and moisture loss of super plasticizer admixed concrete of low water cement ratio", *Transactions of the Japan Concrete Institute*, II - 5, 1979, pp. 103-10.
- 9.77 J. Brooks, "Influence of mix proportions, plasticizers and superplasticizers on creep and drying shrinkage of concrete", *Mag. concr. Res.* 41, núm. 148, 1989, pp. 145-54.
- 9.78 R. W. Carlson and T. J. Reading, "Model study of shrinkage cracking in concrete building walls", *ACI Structural Journal*, 85, núm. 4, 1988, pp. 395-404.
- 9.79 M. Grzybowski and S. P. Shah, "Shrinkage cracking of fiber reinforced concrete", *ACI Materials Journal*, 87, núm. 2, 1990, pp. 138-48.
- 9.80 ACI 209R-92, "Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures", *ACI Manual of Concrete Practice Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, 47, Detroit, Michigan, 1994, pp. 47.
- 9.81 E. J. Sellevold, "Shrinkage of concrete: effect of binder composition and aggregate volume fraction from 0 to 60%", *Nordic Concrete Research*, Publication Núm. 11, The Nordic Concrete Federation, Oslo, Febrero, 1992, pp. 139-52.
- 9.82 R. d. Gaynor, R. C. Meininger and T. S. Khah, "Effect of temperature and delivery time on concrete proportions", in *Temperature Effects on Concrete*, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 858, Philadelphia, Pa, 1983, pp. 68-87.
- 9.83 J. a. Almudaiheem and W. Hansen, "Effect of specimen size and shape on drying shrinkage", *ACI Materials Journal*, 84, núm. 2, 1987, pp. 130-4.
- 9.84 A. M. Neville, W. H. Dilger and J. J. Brooks, *Creep of Plain and Structural Concrete*, 361 pp. Construction Press, Logman Group, London, 1983.
- 9.85 G. C. Hoff and K. Mather, "A look at Type K shrinkage-compensating cement production and specifications", *Cedrick Willson Symposium on Expansive Cement*, ACI SP-64, Detroit, Michigan, 1977, pp. 153-80.
- 9.86 R. W. Cusick and C. E. Kesler, "Behavior of shrinkage-compensating concretes suitable for use in bridge decks", *Cedric Willson Symposium on Expansive Cement*, ACI SP-64 Detroit, Michigan, 1977, pp. 293-301.
- 9.87 B. Mather, "Curing of concrete", *Lewis H. Tuthill International Symposium on Concrete and Concrete Construction*, ACI SP-104, Detroit, Michigan, 1987, pp. 145-59.
- 9.88 E. Tazawa and S. Miyazawa, "Autogenous shrinkage of concrete and its importance in concrete", in *Creep and Shrinkage in Concrete*, Eds Z. P. Bazant and I. Carol, Proc. 5th international RILEM Symposium, E&FN Spon, London, 1993, pp. 159-68.
- 9.89 C. Lobo and M. D. Cohen, "Hydration of Type K Expansive cement paste and the effect of silica fume: II. Pore solution analysis and proposed hydration mechanism", *Cement and Concrete Research*, 23, núm. 1, 1993, pp. 104-14.
- 9.90 M. D. Cohen, J. Olek and B. Mather, "Silica fume improves expansive cement concrete", *Concrete International*, 13, núm. 3, 1991, pp. 31-7.
- 9.91 ACI 223-93, "Standard practice for the use of shrinkage-compensating concrete", *ACI Manual of Concrete Practice Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994, pp. 26.
- 9.92 Yan Fu, S. A. Sheikh and R. D. Hooton, "Microstructure of highly expansive cement paste", *ACI Materials Journal*, 91, núm. 1, 1994, pp. 46-54.
- 9.93 G. Giaccio et al., "High-strength concretes incorporating different coarse aggregates", *ACI Materials Journal*, 89, núm. 3, 1992, pp. 242-6.
- 9.94 F. A. Oluokun, "Prediction of concrete tensile strength from its compressive strength: evaluation of existing relations for normal weight concrete", *ACI Materials Journal*, 88, núm. 3, 1991, pp. 302-9.
- 9.95 M. Kakizaki et al., "Effect of Mixing Method on Mechanical properties and pore Structure of Ultra High-Strength Concrete", *Katri Report* núm. 90, 19 pp. (Kajima Corporation, Tokyo, 1992) (and also in ACI SP-132, CANMET/ACI, 1992).
- 9.96 ACI 517-2R-87, Revised 1992, "Accelerated curing of concrete at atmospheric pressure-state of the art", *ACI Manual of Concrete Practice Part 5: Masonry, Precast Concrete, Special Processes*, 17 pp. (Detroit, Michigan, 1994).
- 9.97 ACI 305R-91, "Hot weather concreting", *ACI Manual of Concrete Practice Part 2: Construction practices and Inspection Pavements*, 20 pp. (Detroit, Michigan, 1994).
- 9.98 ACI 318-95, "Building code requirements for structural concrete", *ACI Manual of Concrete Practice Part 3: Use of Concrete in Buildings - Design, Specifications, and Related Topics*, Detroit, Michigan, 1996, pp. 345.
- 9.99 ACI 363R-92, "State-of-the-art report on high-strength concrete", *ACI Manual of Concrete Practice Part 1: Materials and General properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994, pp. 55.
- 9.100 E. K. Attiogbe and D. Darwin, "Submicrocracking in cement paste and mortar", *ACI Materials Journal*, 84, núm. 6, 1987, pp. 491-500.
- 9.101 A. Yonekura, M. Kusaka and S. Tanaka, "Tensile creep of early age concrete with compressive stress history", *Cement Association of Japan review*, 1988, pp. 158-61.

- 9.102 Y. H. Loo and G. D. Base, "Variation of creep Poisson's ratio with stress in concrete under short-term uniaxial compression", *Mag. Concr. Res.*, 42, núm. 151, 1990, pp. 67-73.
- 9.103 M. D. Cohen, J. Olek and W. L. Dolch, "Mechanism of plastic shrinkage cracking in portland cement and portland cement-silica fume paste and mortar", *Cement and Concrete Research*, 20, núm. 1, 1990, pp. 103-19.
- 9.104 Y. F. Houst, "Influence of shrinkage on carbonation shrinkage kinetics of hydrated cement paste", in *Creep and Shrinkage of Concrete*, Eds. Z. P. Bazant and I. Carol, *Proc. 5th Int. RILEM Symp*, Barcelona, E&FN Spon, London, 1993, pp. 121-6.
- 9.105 A. Neville, "Whither expansive cement?", *Concrete International*, 16, núm. 9, 1994, pp. 34-5.
- 9.106 R. N. Swamy, "Shrinkage characteristics of ultra-rapid-hardening cement", *Indian Concrete J.*, 48, núm. 4, 1974, pp. 127-31.
- 9.107 A. D. Ross, "Creep of concrete under variable stress", *J. amer. Concr. Inst.* 54, marzo 1958, pp. 739-58.
- 9.108 A. M. Neville, "Creep recovery of mortars made with different cements", *J. amer. Concr. Inst.* 56, agosto 1959, pp. 167-74.
- 9.109 A. M. Neville, "Creep of concrete as a function of its cement paste content", *Mag. Concr. Res.*, 16, núm. 46, 1964, pp. 21-30.
- 9.110 S. E. Rutledge and A. M. Neville, "Influence of cement paste content on creep of lightweight aggregate concrete", *Mag. Concr. Res.*, 18, núm. 55, 1966, pp. 69-74.
- 9.111 H. Rüschi, K. Kordina and H. Hilsdorf, "Der Einfluss des mineralogischen Charakters der Zuschläge auf das Kriechen von Beton", *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, núm. 146, Berlin 1963, pp. 19-133.
- 9.112 A. M. Neville, "Creep of Concrete: plain, and prestressed", North-Holland, Amsterdam, 1970.
- 9.113 A. M. Neville, "The relation between creep of concrete and the stress-strength ratio", *Applied Scientific Research, Section A*, 9, The Hague, 1960, pp. 285-92.
- 9.114 L. L. Yue and L. Taerwe, "Creep recovery of plain concrete and its mathematical modelling", *Magazine of Concrete Research*, 44, núm. 161, 1992, pp. 281-90.
- 9.115 A. M. Neville, "Rôle of cement in the creep of mortar", *J. Amer. Concr. Inst.*, 55, marzo 1959, pp. 963-84.
- 9.116 K. W. Nasser and A. M. Neville, "Creep of concrete at elevated temperatures", *J. Amer. Concr. Inst.*, 62, diciembre 1965, pp. 1567-79.
- 9.117 A. M. Neville, "Tests on the influence of the properties of cement on the creep of mortar", *RILEM Bull.* núm. 4, octubre 1959, pp. 5-17.
- 9.118 U. S. Bureau of Reclamation, "A 10-year study of creep properties of concrete", *Concrete Laboratory Report núm. SP-38*, Denver, Colorado, 28 julio 1953.
- 9.119 B. Le Camus, "Recherches expérimentales sur la déformation du béton et du béton armé", *Comptes Rendues des Recherches des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, 1945-46.
- 9.120 G. A. Maney, "Concrete under sustained working loads; evidence that shrinkage dominates time yield", *Proc. ASTM.*, 41, 1941, pp. 1021-30.
- 9.121 A. M. Neville, "Recovery of creep and observations on the mechanism of creep of concrete", *Applied Scientific Research, Section A*, 9, The Hague, 1960, pp. 71-84.
- 9.122 A. D. Ross, "Concrete creep data", *The Structural Engineer*, 15, London, 1937, pp. 314-26.
- 9.123 A. M. Neville and H. W. Kenington, "Creep of aluminous cement concrete", *Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement*, Washington DC, 1960, pp. 703-8.
- 9.124 A. M. Neville, "The influence of cement on creep of concrete in mortar", *J. Prestressed Concrete Inst.*, Gainesville, Florida, marzo 1958, pp. 12-18.
- 9.125 A. D. Ross, "The creep of Portland blast-furnace cement concrete", *J. Inst. Civ. Engrs.*, London Febrero 1938, pp. 43-52.
- 9.126 D. McHenry, "A new aspect of creep in concrete and its application to design", *Proc. ASTM.*, 43, 1943, pp. 1069-84.
- 9.127 U. S. Bureau of Reclamation, "Supplemental Report - 5-year creep and strain recovery of concrete for Hungry Horse Dam", *Concrete Laboratory Report núm. C-179A*, Denver, Colorado, 6 enero 1959.
- 9.128 A. M. Neville, "Theories of creep in concrete" *J. Amer. Concr. Inst.*, 52, septiembre 1955, pp. 47-60.
- 9.129 T. C. Hansen, "Creep of concrete - a discussion of some fundamental problems", *Swedish Cement and Concrete Research Inst.*, *Bull.* núm. 33, septiembre 1958.
- 9.130 A. M. Neville, "Non-elastic deformation in concrete structures", *J. New Zealand Inst. E.*, 12 abril 1957, pp. 114-20.
- 9.131 R. E. Davis, H. E. Davis and E. H. Brown, "Plastic flow and volume change of concrete", *Proc. ASTM*, 37, Part II, 1937, pp. 317-30.
- 9.132 J. Glucklich, "Creep mechanism in cement mortar", *J. Amer. Concr. Inst.*, 59, julio 1962, pp. 923-48.
- 9.133 A. M. Neville, M. M. Staunton and G. M. Bonn, "A study of the relation between creep and the gain of strength of concrete", *Symp. on Structure of Portland Cement Paste and Concrete*, *Highw. Res. Bd.*, Special Report núm. 90, Washington DC, 1966, pp. 186-203.
- 9.134 B. B. Hope, A. M. Neville and A. Guruswami, "Influence of admixtures on creep of concrete containing normal weight aggregate", *RILEM Int. Symp. on Admixtures for Mortar and Concrete*, Brussels, septiembre 1967, pp. 17-32.

- 9.135 E. L. Jessop, M. A. Ward and A. M. Neville, "Influence of water reducing and set retarding admixtures on creep of lightweight aggregate concrete", RILEM Int. Symp. on Admixtures for Mortar and Concrete, Brussels, septiembre 1967, pp. 35-46.
- 9.136 J. C. Maréchal, "Le fluage du béton en fonction de la température", Materials and Structures, 2, núm. 8, 1969, pp. 111-15.
- 9.137 R. Johansen and C. H. Best, "Creep of concrete with and without ice in the system", RILEM Bull. núm. 16, Paris, septiembre 1962, pp. 47-57.
- 9.138 H. Lambotte, "Le fluage du béton en torsion", RILEM Bull. núm. 17, Paris, diciembre, 1962, pp. 3-12.
- 9.139 A. M. Neville and C. P. Whaley, "Non-elastic deformation of concrete under cyclic compression", Mag. Concr. Res., 25, núm. 84, 1973, pp. 145-54.
- 9.140 A. M. Neville and G. Hirst, "Mechanism of cyclic creep of concrete", Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, ACI SP-55, Detroit, Michigan, 1978, pp. 83-101.
- 9.141 A. M. Neville and W. Z. Liszka, "Accelerated determination of creep of lightweight aggregate concrete", Civil Engineering, 68, London, junio, 1973, pp. 515-19.
- 9.142 J. J. Brooks and A. M. Neville, "Predicting long-term creep and shrinkage from short-term tests", Mag. Concr. Res., 30, núm. 103, 1978, pp. 51-61.
- 9.143 J. J. Brooks and A. M. Neville, "A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression", Mag. Concr. Res., 29, núm. 100, 1977, pp. 131-41.
- 9.144 M. D. Luther and W. Hansen, "Comparison of creep and shrinkage of high-strength silica fume concretes with fly ash concretes of similar strengths", in Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concretes, Proc. 3rd International Conference, Trondheim, Norway, Vol I, ACI SP-114, Detroit, Michigan, 1989, pp. 573-91.
- 9.145 A. Benaissa, P. Morlier and C. Viguiet, "Fluage et retrait du béton de sable", Materials and Structures, 26, núm. 160, 1993, pp. 333-9.
- 9.146 Z. P. Bazant et al., "Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete: Part 6 - simplified code-type formulation", Materials and Structures, 25, núm. 148, 1992, pp. 219-23.
- 9.147 W.P.S. Dias, G. A. Khoury and P. J. E. Sullivan, "The thermal and structural effects of elevated temperatures on the basic creep of hardened cement paste", Materials and Structures, 23, núm. 138, 1990, pp. 418-425.
- 9.148 P. Rossi and P. Acker, "A new approach to the basic creep and relaxation of concrete", Cement and Concrete Research, 18, núm. 5, 1988, pp. 799-803.
- 9.149 F. H. Wittmann and P. E. Roelfstra, "Total deformation of loaded drying concrete", Cement and Concrete Research, 10, núm. 5, 1980, pp. 601-10.
- 9.150 M. Buil and P. Acker, "Creep of silica fume concrete", Cement and Concrete Research, 15, núm. 3, 1985, pp. 463-7.
- 9.151 E. Tazawa, A. Yonekura and S. Tanaka, "Drying shrinkage and creep of concrete containing granulated blast furnace slag", in Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concretes, Proc. 3rd International Conference, Trondheim, Norway, Vol. 2, ACI SP-114, Detroit, Michigan, 1989, pp. 1325-43.
- 9.152 J.-C. Chern and Y.-W. Chan, "Deformations of concrete made with blast-furnace slag cement and ordinary portland cement", ACI Materials Journal, 86, núm. 4, 1989, pp. 372-82.
- 9.153 K. W. Nasser and A. A. Al-Manaseer, "Creep of concrete containing fly ash and superplasticizer at different stress/strength ratios", ACI Journal, 83, núm. 4, 1986, pp. 668-73.
- 9.154 R. L. Day and J. M. Illston, "The effect of rate of drying on the drying/wetting behaviour of hardened cement paste", Cement and Concrete Research, 13, núm. 1, 1983, pp. 7-17.
- 9.155 F. H. Turner, "Concrete and Cryogenics", Part 1, concrete, 14, núm. 5, 1980, pp. 39-40.
- 9.156 H. G. Russell, "Performance of shrinkage-compensating concrete in slabs", Research and Development Bulletin, RD057.01D, Portland Cement Association, Skokie, Ill, 1978, pp. 12.
- 9.157 Z. P. Bazant and Yunping Xi, "Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms", Materials and Structures, 27, núm. 165, 1994, pp. 3-15.
- 9.158 H. T. Shkoukani, "Behaviour of concrete under concentric and eccentric tensile loading", Darmstadt Concrete, 4, 1989, pp. 113-232.

Capítulo 10

Durabilidad del concreto

Es esencial que toda estructura de concreto deba continuar ejecutando sus funciones destinadas, es decir manteniendo su resistencia y utilidad requeridas, durante el tiempo en servicio especificado o tradicionalmente esperado. El concreto debe ser capaz de soportar el proceso de deterioro al cual se puede esperar que vaya a estar expuesto. A tal concreto se le llama durable.

Vale la pena agregar que la durabilidad no significa un tiempo indefinido, ni quiere decir soportar cualquier acción sobre el concreto. Además, ahora se comprende -aunque no fue así en el pasado- que, en muchas situaciones, se requiere mantenimiento de rutina del concreto;^{10.68} Carter^{10.72} da un ejemplo de procedimientos de mantenimiento.

El hecho de que la durabilidad no se haya considerado en este libro hasta ahora podría ser interpretado como que el tema es de menor importancia que otras propiedades del concreto, especialmente la resistencia. Esto no es así y realmente, en muchas situaciones, la durabilidad es de importancia suma. No obstante, hasta hace muy poco, los desarrollos en tecnología del cemento y del concreto se concentraban en alcanzar resistencias más y más altas (véase la página 229). Había una suposición de que "el concreto resistente es concreto durable", las únicas consideraciones especiales eran los efectos de la alternancia de congelación y deshielo y algunas formas de ataque químico. Ahora se sabe que, para muchas condiciones de exposición de las estructuras de concreto, ambas propiedades, resistencia y durabilidad, se han de considerar explícitamente en la etapa de diseño. Se hace hincapié en la palabra "ambas", porque sería una equivocación reemplazar el énfasis exagerado en la resistencia por el énfasis exagerado en la durabilidad.

Este capítulo considera varios aspectos de la durabilidad. Dos temas especiales, los efectos de congelación y deshielo, incluyendo la acción de agentes para descongelar, y el ataque de cloruros, son el tema del capítulo 11.

Causas de la durabilidad inadecuada

La durabilidad inadecuada se manifiesta en sí misma por el deterioro, que puede ser el producto ya sea de factores externos o de causas internas dentro del concreto mismo. Las acciones pueden ser físicas, químicas o mecánicas. El daño mecánico es causado por impacto (considerado en la página 236), abrasión, erosión o cavitación; las tres últimas se estudian en el final del presente capítulo. Las causas químicas del deterioro incluyen las reacciones álcali-sílice y álcali-carbonato que también se estudian en este capítulo. El ataque externo ocurre principalmente a través de la acción de iones agresivos tales como cloruros, sulfatos, o de dióxido de carbono, además de muchos líquidos y gases naturales o industriales. Las acciones que dañan pueden ser de diversas clases, y pueden ser directas o indirectas.

Las causas físicas del deterioro incluyen los efectos de la alta temperatura o de las diferencias de expansión térmica del agregado y de la pasta de cemento endurecida (estudiadas en el capítulo 8). Una causa importante de daño es la congelación y deshielo alternadas y la acción asociada de sales para descongelar; estos temas se estudian en el capítulo 11.

Se deberá observar que los procesos físicos y químicos del deterioro actúan de una manera sinérgica. Los factores que afectan la durabilidad del concreto son el tema del presente capítulo. En esta etapa, vale la pena notar que el deterioro del concreto raramente es producto de una causa aislada: el concreto puede ser con frecuencia satisfactorio a pesar de algunas características inconvenientes pero, con un elemento adicional adverso, puede ocurrir el daño. Por esta razón, a veces es difícil asignar el deterioro a algún elemento particular, pero la calidad del concreto, en el sentido amplio de la palabra, aunque con una referencia especial a la permeabilidad, casi siempre entra en el cuadro. Realmente, con la excepción del daño mecánico, todas las influencias adversas sobre la durabilidad comprenden el transporte de fluidos a través del concreto. Por esta razón, la

consideración de la durabilidad requiere una comprensión de los fenómenos involucrados.

Transporte de fluidos en el concreto

Hay tres fluidos principalmente importantes que pueden entrar en el concreto: agua, pura o que lleva iones agresivos, dióxido de carbono y oxígeno. Ellos se pueden mover a través del concreto de diferentes maneras, pero todo el transporte depende de la pasta de cemento hidratado. Como se expuso antes, la durabilidad del concreto depende de manera importante de la facilidad con la cual los fluidos, tanto líquidos como gases, pueden entrar en el concreto y moverse a través de él; a esto se le llama comúnmente permeabilidad del concreto. Hablando estrictamente, la permeabilidad se refiere al flujo a través de un medio poroso. Ahora, el movimiento de los fluidos a través del concreto sucede no solamente por el flujo a través del sistema poroso, sino también por difusión y por absorción o adsorción, así que nuestro interés está realmente en la *penetrabilidad* del concreto. Sin embargo, el término "permeabilidad", aceptado comúnmente se utilizará para el movimiento total de fluidos hacia adentro y a través del concreto, excepto cuando, por razones de claridad, necesite hacerse distinción entre los tipos de flujo.

Influencia del sistema de poros

El aspecto de la estructura de la pasta de cemento endurecido que tiene importancia respecto de la permeabilidad es la naturaleza del sistema de poros dentro del volumen de la pasta de cemento endurecido y también en la zona cerca de la interface entre la pasta de cemento endurecido y el agregado. La zona de interface ocupa desde un tercio hasta un medio del volumen total de la pasta de cemento endurecido en el concreto y se sabe que tiene microestructura diferente del volumen de la pasta de cemento endurecido. La interface es también el lugar de microagrietamiento temprano. Por estas razones, se espera que la zona de interface contribuya significativamente a la permeabilidad del concreto.¹⁰⁻⁴⁴ Sin embargo, Larbi¹⁰⁻⁴⁹ halló que, a pesar de la mayor porosidad de la zona de interface la permeabilidad del concreto se controla mediante el volumen de la pasta de cemento endurecido, la cual es la única fase continua del concreto.

El soporte de la opinión de Larbi lo da el hecho de que la permeabilidad de la pasta de cemento endurecido no es inferior que la del concreto hecho con una pasta de cemento similar. Sin embargo también, es importante para el concreto el hecho de que cualquier movimiento de fluidos ha de seguir una trayectoria más larga y más tortuosa por la pre-

sencia del agregado, el que también reduce el área efectiva para el flujo. Así, permanece incierta la importancia de la zona de interface con respecto a la permeabilidad. Aún más generalmente se ha de admitir que la relación entre la permeabilidad y la estructura de poros de la pasta de cemento endurecido es, en el mejor de los casos, cualitativa.¹⁰⁻⁹⁷

Los poros importantes para la permeabilidad son aquellos con un diámetro de al menos 120 o 160 nm. Estos poros han de ser continuos. Los poros que no son efectivos con respecto a flujo, esto es, respecto a permeabilidad, incluyen, además de los poros discontinuos, aquellos que contienen agua adsorbida y aquellos que tienen una entrada angosta, aun si los poros mismos son grandes (compárese con la figura 6.16).

El agregado también puede contener poros, pero éstos suelen ser discontinuos. Además, las partículas de agregado son envueltas por la pasta de cemento de tal manera que los poros del agregado no contribuyen a la permeabilidad del concreto. Lo mismo se aplica a vacíos de aire discretos, tales como burbujas de aire arrastradas (véase la página 380). Además, el concreto como un todo contiene vacíos a causa de la compactación incompleta o del agua de sangrado atrapada. Estos vacíos pueden ocupar entre una fracción de uno por ciento y 10 por ciento del volumen del concreto; la última cifra representa un concreto altamente segregado de resistencia muy baja. Tal concreto o el concreto con juntas con filtraciones no se deberá hacer, y no se analizará más.

Flujo, difusión y absorción

Por causa de la existencia de poros de diferentes clases, de los cuales algunos contribuyen a la permeabilidad y otros no, es importante distinguir entre porosidad y permeabilidad. La *porosidad* es una medida de la proporción del volumen total del concreto ocupado por poros, y se acostumbra expresarla en porcentaje. Si la porosidad es alta y los poros están interconectados, éstos contribuyen al transporte de los fluidos a través del concreto, de manera que su permeabilidad es también alta. Por otro lado, si los poros son discontinuos o inefectivos de otra manera con respecto al transporte, entonces la permeabilidad del concreto es baja, aun si su porosidad es alta.

La porosidad se puede medir por intrusión de mercurio; este tema se mencionó en la página 194 y Cook y Hover¹⁰⁻⁴⁶ lo tratan en forma extensa. Se pueden usar también otros fluidos. Una indicación de la porosidad se puede obtener por la medición de la absorción del concreto, lo cual se considera en la página 340.

En lo que corresponde a la facilidad de movimiento de los fluidos a través del concreto, llamada libremente permeabilidad hasta ahora, se deberán distinguir tres mecanismos. La *permeabilidad* se refiere al flujo sujeto a un diferencial de presión. Difusión es el proceso en el cual el fluido se mueve sujeto a un diferencial en concentración; la propiedad importante del concreto es la *difusividad*. Se pueden difundir gases a través de un espacio lleno de agua o a través de un espacio lleno de aire, pero, en el primer caso, el proceso es de 10^4 a 10^5 veces más lento que en el último.

La *absorción* es el resultado del movimiento capilar en los poros del concreto que están abiertos al medio ambiente. Se sigue que puede ocurrir acción capilar sólo en concreto parcialmente seco, no hay absorción de agua en concreto completamente seco o en concreto saturado.

Puesto que la penetrabilidad del concreto se describe en la literatura en términos que varían, es importante presentar brevemente las expresiones matemáticas pertinentes y establecer claramente las unidades de medición. En la ref. 10.96 se presenta un análisis extenso de varios aspectos de la permeabilidad.

Coeficiente de permeabilidad

El flujo en poros capilares del concreto saturado sigue la ley de Darcy en cuanto a flujo laminar a través de un medio poroso:

$$\frac{dq}{dt} \frac{1}{A} = \frac{K' \rho g}{\eta} \frac{\Delta h}{L}$$

en donde

$$\frac{dq}{dt} = \text{rapidez de flujo de agua en m}^3/\text{s},$$

A = área de sección transversal de la muestra en m^2 ,

Δh = caída en altura hidráulica a través de la muestra, medida en m,

L = espesor de la muestra en m,

η = viscosidad dinámica del fluido en N s/m^2 ,

ρ = densidad del fluido en kg/m^3 , y

g = aceleración debida a la gravedad.

El coeficiente K' se expresa entonces en metros a la potencia 2 y representa la *permeabilidad intrínseca* del material, independientemente del fluido involucrado.

Puesto que el fluido involucrado es generalmente agua, podemos poner:

$$K = \frac{K' \rho g}{\eta}$$

El coeficiente K' se expresa entonces en metros por segundo y se conoce como el *coeficiente de permeabilidad* del concreto, entendiéndose que se refiere a agua a temperatura ambiente. La última calificación surge del hecho de que la viscosidad del agua cambia con la temperatura. Así, la ecuación de flujo se puede escribir como:

$$\frac{dq}{dt} \frac{1}{A} = K \frac{\Delta h}{L}$$

y cuando se ha alcanzado un estado estacionario de flujo $\frac{dq}{dt}$, K se determina directamente.

Difusión

Como se expuso, cuando el transporte de gas o de un vapor a través del concreto es el resultado de un gradiente de concentración y no de un diferencial de presión, ocurre difusión.

En lo que corresponde a la difusión de gases, el dióxido de carbono y el oxígeno son de interés principal: el primero conduce a carbonatación de pasta de cemento hidratado, y el último hace que sea posible el progreso de corrosión del acero ahogado. El primero de estos mecanismos de deterioro se analiza más adelante en este capítulo; la corrosión se considera en el capítulo 11. En esta etapa, es útil observar que el coeficiente de difusividad de un gas es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de su masa molar^{10.130} así que, por ejemplo, el oxígeno se difunde, teóricamente, 1.17 veces más aprisa que el dióxido de carbono. Esta relación hace que sea posible calcular el coeficiente de difusión de un gas a partir de datos experimentales de otro gas.

Coeficiente de difusión

La ecuación de difusión aplicable al vapor de agua y al aire se puede expresar por la primera ley de Fick como:

$$J = -D \frac{dc}{dL}$$

en donde

$$\frac{dc}{dL} = \text{gradiente de concentración en kg/m}^4 \text{ o moles/m}^4,$$

D = coeficiente de difusión en m^2/s ,

J = rapidez de transporte de masa en $\text{kg/m}^2 \text{ s}$ (o $\text{moles/m}^2 \text{ s}$), y

L = espesor del espécimen en metros.

Aun cuando la difusión ocurre sólo a través de los poros, los valores de J y D se refieren a la sección transversal del espécimen de concreto: así, D es, en realidad, el *coeficiente efectivo de difusión*. El coeficiente de difusión de un gas se puede determinar experimentalmente sujeto a un sistema de estado estacionario, con dos lados de un espécimen de concreto siendo expuestos, cada uno a un gas puro diferente: se determina entonces la masa de los gases sobre el lado opuesto a aquél donde ellos estaban originalmente presentes. La presión sobre cada lado del espécimen deberá ser la misma, pues la fuerza impulsora en difusión es la diferencia en concentración molar y no un diferencial de presión.

Difusión a través de aire y agua

Papadakis y otros^{10,130} presentan expresiones para el coeficiente efectivo de difusión del dióxido de carbono como una función de la humedad relativa del aire y de la porosidad de la pasta de cemento endurecido o de la resistencia a la compresión del concreto. La difusión a través del agua es cuatro órdenes de magnitud más lenta que a través del aire. Se deberá observar que el coeficiente de difusión cambia con la edad porque el sistema de poros del concreto cambia con el tiempo, especialmente cuando la hidratación del cemento continúa.

La difusión de oxígeno a través del concreto es afectada significativamente por el curado con humedad;^{10,96} el curado prolongado reduce el coeficiente de difusión en un factor de alrededor de 6. La condición de humedad del concreto sujeto a prueba también tiene una gran influencia porque el agua de los poros reduce significativamente la difusión. A manera de ejemplo, el coeficiente de difusión de oxígeno del concreto bien curado, acondicionado a una humedad relativa de 55 por ciento, es de menos de $5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ para concreto de alta calidad, y de más de $50 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ para concreto de calidad pobre.^{10,96}

El movimiento de vapor de agua a través del concreto puede ocurrir como resultado de una humedad diferencial en sus dos lados opuestos.^{10,12} La humedad relativa del aire en los dos lados del concreto tiene que ser conocida porque un aumento en humedad relativa disminuye el espacio de poros llenos de aire disponible para difusión. Se sigue entonces que, si el lado húmedo está, por ejemplo, saturado, un aumento en la humedad relativa del aire del lado seco reduce la permeabilidad al vapor. La transmisión de vapor de agua del concreto es afectada generalmente de manera similar respecto de la permeabilidad al aire.

Además de la difusión de gases, los iones de carácter agresivo, notablemente cloruros y sulfatos, se mueven por difusión en el agua de poros. Es en el agua de los poros en donde ocurren las reacciones con la pasta de cemento hidratado de manera que la *difusión iónica* es importante con respecto al ataque de sulfatos contra el concreto y al ataque de cloruros contra el acero ahogado. La difusión iónica es más efectiva cuando los poros de la pasta de cemento endurecido están saturados, pero ello también puede suceder en un concreto saturado parcialmente.

Igual que la permeabilidad, la difusión es menor a relaciones agua/cemento pequeños, pero la influencia de la relación agua/cemento sobre la difusión es mucho menor que sobre la permeabilidad.

Absorción

El volumen de espacio de poros en el concreto, a diferencia de la facilidad con la cual un fluido puede penetrarlo, se mide por la absorción; las dos cantidades no están relacionadas necesariamente. Se acostumbra medir la absorción secando un espécimen hasta una masa constante, sumergiéndolo en el agua y midiendo el aumento de masa como un porcentaje de la masa seca. Se pueden emplear varios procedimientos, y se obtienen resultados muy diferentes, como se muestra en la tabla 10.1. Una razón para esta variación en los valores de absorción es que, en un extremo, el secado a temperatura ordinaria puede ser ineficaz para remover toda el agua; por el otro lado, el secado a altas temperaturas puede remover algo del agua combinada. Por lo tanto, la absorción no se puede utilizar como una medida de la calidad del concreto, pero casi todos los concretos buenos tienen una absorción muy abajo de 10 por ciento por masa; si se va a calcular el volumen ocupado por el agua, se necesita tomar en cuenta la diferencia en el peso específico del agua y del concreto.

En la norma ASTM C 642-90, se prescribe una prueba de absorción en varias porciones pequeñas de concreto; se emplean el secado de 100 a 110 °C y la inmersión en agua a 21 °C por al menos durante 48 horas. Los requisitos de la norma BS 1881: Parte 122 : 1983 son similares excepto que la prueba se efectúa sobre especímenes de núcleo entero.

Las pruebas de absorción no se utilizan frecuentemente, excepto para control de calidad de rutina de productos prefabricados tales como adoquines para pavimentación, losas o unidades para guarniciones. Se determina la absorción de especímenes de prueba pequeños cortados por aserrado, secados durante 72 horas a 105 °C, y luego sumergidos en agua durante 30 minutos y durante 24 horas.

Tabla 10.1 Valores de absorción de concreto determinados de varias maneras^{10.7}

Condición de secado	Condición de inmersión	Absorción (%) para mezcla de concreto					
		A	B	C	D	E	F
100°C (212°F)	Agua por 30 minutos	4.7	3.2	8.9	12.3		
100°C (212°F)	Agua por 24 horas	7.4	6.9	9.1	12.9		
100°C (212°F)	Agua por 48 horas	7.5	7.0	9.2	13.1		
100°C (212°F)	Agua por más de 48 horas	8.1	7.3	14.1	18.2		
65°C (149°F)	Ebullición de 5 horas	6.4	6.4	13.2	17.2		
105°C (221 °F)	Ebullición de 5 horas						
105°C (221 °F) a masa constante	{ 1 hora					3.0	7.4
	{ 24horas					3.4	7.7
	{ 7días					3.5	7.8
20°C (68°F) sobre cal por 30 días en vacío	{ 1 hora					1.9	5.9
	{ 24horas					2.2	6.3
	{ 7días					2.3	6.4

Pruebas de absorción superficiales

Para propósitos prácticos, lo que presenta mayor interés es la característica de absorción de la zona exterior del concreto (la cual ofrece protección al acero de refuerzo). Por esa razón, se han desarrollado pruebas que miden la absorción superficial.

Una prueba para determinar la *absorción superficial inicial* está prescrita en la norma BS 1881: parte 5: 1970. En esencia, la rapidez de absorción del agua por la zona superficial del concreto se determina durante un período prescrito (que varía entre 10 minutos y 1 hora), bajo una carga de 200 mm de agua esta carga es sólo ligeramente mayor que la que sería causada por lluvia vigorosa. La rapidez de absorción superficial inicial se expresa en milímetros por metro cuadrado por segundo.

La absorción inicial después de 10 minutos que sea mayor de 0.50 ml/m² por segundo se consideraría alta, y la que sea menor de 0.25 ml/m² por segundo, baja. Los valores correspondientes después de 2 horas son, respectivamente, mayores de 0.15 ml/m² por segundo y menores de 0.07 ml/m² por segundo^{10.96}

Una deficiencia de la prueba de absorción superficial inicial es que el flujo de agua a través del concreto no es unidireccional. Para remediar esto, se han propuesto varias pruebas modificadas, pero ninguna ha logrado la aceptación general.

La masa de agua que el concreto absorbe durante la prueba depende del contenido preexistente de humedad. Por esta razón, los resultados de la prueba de absorción superficial

inicial no se pueden interpretar con prontitud, a menos que el concreto haya estado acondicionado para un estado higrométrico conocido antes de las pruebas. Este requerimiento no se puede satisfacer en el concreto en el sitio mismo. En consecuencia, un valor bajo de la absorción superficial inicial se puede deber, o bien a las características inherentes de baja absorción del concreto probado, o bien al hecho de que los poros del concreto de calidad pobre ya están llenos de agua.

Si se tiene presente la limitación anterior, se puede utilizar la prueba de absorción superficial inicial para comparar la eficiencia del curado de la zona exterior del concreto.

Figg^{10.22} desarrolló una prueba que da cierta medida de la facilidad con que el agua o el aire entra al concreto in situ. Se barrena un agujero pequeño y se sella con hule de silicon. El tapón se atraviesa con una aguja hipodérmica conectada a una bomba de vacío, y la presión del sistema se reduce en una cantidad dada. El tiempo requerido para que el aire pueda penetrar a través del concreto y aumentar la presión de la cavidad hasta un valor especificado, es una indicación de la “permeabilidad” del concreto. Otro modelo del aparato hace posible valorar la “permeabilidad” del concreto al agua mediante la medición del tiempo en que un volumen dado de agua entra en el concreto.^{10.22} Se han desarrollado varias modificaciones del aparato de Figg.^{10.96}

Se deberá señalar que el término “permeabilidad” no es realmente válido porque la información proporcionada de las pruebas de Figg no se relaciona directamente con el coeficiente de permeabilidad según se definió propiamente. Sin embargo, las pruebas son útiles para propósitos de comparación.

Capacidad de absorción

A causa de las dificultades asociadas con las pruebas de absorción, por un lado, y, por el otro, porque las pruebas de permeabilidad miden la respuesta del concreto a la presión, la cual raramente es la fuerza impulsora de los fluidos que entran en el concreto, hay una necesidad de otro tipo de prueba. Tal prueba mide la rapidez de absorción de agua por succión capilar del concreto colocado sin saturar en contacto con el agua; no existe ninguna carga de agua.

Esencialmente, la *prueba de capacidad de absorción* determina la rapidez de absorción de elevación capilar por un prisma de concreto que descansa sobre soportes pequeños de una manera tal que solamente los 2 a 5 mm inferiores del prisma se sumergen. Se registra el aumento de masa del prisma con el tiempo.

Se ha demostrado^{10.98} que existe en ello una relación de la forma

$$i = St^{0.5}$$

donde

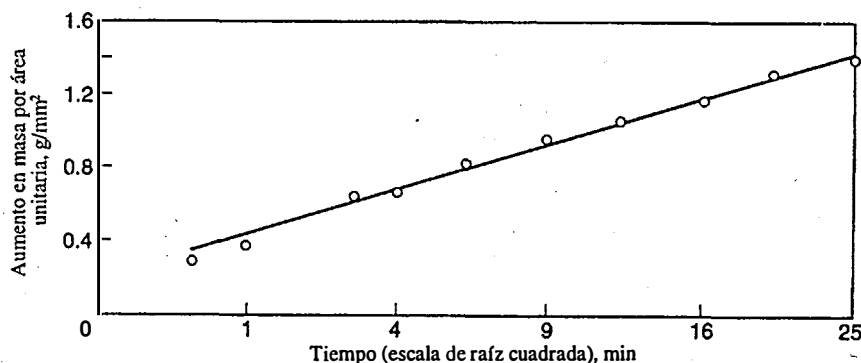
i = aumento de masa en g/mm^2 desde el principio de la prueba por unidad de área de sección transversal en contacto con el agua; como el aumento de masa se debe al ingreso de agua, 1 g es equivalente a 1 mm^3 , por eso i se puede expresar en mm .

t = tiempo, medido en minutos, en el cual se determina la masa, y

S = capacidad de absorción en $\text{mm/min}^{0.5}$.

En la práctica, es más fácil medir el valor de i como una elevación en el nivel de agua del concreto, que se manifiesta por sí mismo por un color más oscuro. En tal caso, i se mide directo en milímetros. Si el carácter absorbivo se va a expresar en unidades SI compatibles, se usa entonces la conversión que sigue:

Figura 10.1 Ejemplo de la relación entre el aumento de masa del agua por unidad de área y el tiempo empleado para calcular la capacidad de absorción.



$$1 = \text{mm/min}^{0.5} = 1.29 \times 10^{-4} \text{ m/s}^{0.5}$$

En la prueba, se toman varias mediciones durante un período hasta de 4 horas, y se traza una línea recta en la gráfica del aumento de masa, o la elevación del nivel de agua, contra la raíz cuadrada del tiempo. El punto de origen (y posiblemente también las lecturas muy tempranas) se ignora porque hay un aumento muy pequeño de masa en el instante cuando los poros superficiales abiertos de los 2 a 5 mm más bajos del prisma llegan a sumergirse (véase la figura 10.1)

Algunos valores típicos de la capacidad de absorción son: $0.09 \text{ mm/min}^{0.5}$ para concreto con una relación agua/cemento de 0.4, y $0.17 \text{ mm/min}^{0.5}$ con una relación agua/cemento de 0.6; estos no se deberán considerar más que como ejemplos.

Como en la prueba de absorción superficial inicial, cuanto más alto es el contenido de humedad del concreto tanto menor es la capacidad de absorción medida, de manera que, si es posible, el espécimen se deberá acondicionar a 105 C antes de las pruebas; en forma alterna, se deberá establecer el estado de humedad del espécimen.

La permeabilidad al agua del concreto

Los principios del flujo de agua a través del concreto sujeto a presión se analizaron en la página 458 en función de flujo a través de un cuerpo poroso. Ahora se considerarán algunos rasgos más específicos de la permeabilidad del concreto.

Lo primero de todo, podemos notar que la pasta de cemento endurecido se compone de partículas conectadas por sólo una fracción pequeña de la superficie total de ellas. Por esta razón, una parte del agua está adentro del campo de fuerza de la fase sólida, es decir, está absorbida. Esta agua tiene una viscosidad alta, pero, a pesar de esto, es móvil y toma parte en el flujo.^{10.2} Como ya se dijo, la permeabilidad del concreto no es una función sencilla de la porosidad del con-

to, sino que también depende del tamaño, distribución, forma, tortuosidad y continuidad de los poros. Así, a pesar que el gel de cemento tiene una porosidad de 28 por ciento y su permeabilidad^{10.3} sólo es de casi 7×10^{-6} m/s. Esto se debe a la textura extremadamente fina de la pasta de cemento endurecido: los poros y las partículas sólidas son muy pequeños y numerosos, mientras que, en las piedras, los poros, aunque menores en número, son mucho más grandes y conducen a una permeabilidad más alta. Por la misma razón, el agua puede fluir más fácilmente a través de los poros capilares que a través de los muchos y más pequeños poros del gel: la pasta de cemento como un todo es de 20 a 100 veces más permeable que el gel mismo.^{10.3} Se sigue que la permeabilidad de la pasta de cemento endurecido está controlada por su porosidad capilar. La relación entre estas dos cantidades se muestra en la figura 10.2. Por comparación, la tabla 10.2 presenta una lista de la relación agua/cemento de pastas que tienen la misma permeabilidad que algunas rocas comunes.^{10.3} Es interesante ver que la permeabilidad del granito es casi la misma que la de la pasta de cemento maduro con una relación agua/cemento de 0.7, es decir, no de alta calidad.

La permeabilidad de la pasta de cemento varía con el progreso de la hidratación. En una pasta fresca, el flujo de agua está controlado por el tamaño, forma y concentración de las partículas originales de cemento. Con el progreso de la hidratación, la permeabilidad decrece rápidamente porque el volumen total del gel (incluidos los poros del gel) es aproximadamente 2.1 veces el volumen del cemento sin hidratar, de manera que el gel llena gradualmente algo del espacio original ocupado por agua. En una pasta madura, la permeabilidad depende del tamaño, forma y concentración de las

Tabla 10.2 Comparación entre permeabilidades de rocas y pastas de cemento ^{10.3}		
Tipo de roca	Coefficiente de permeabilidad (m/s)	Relación agua/cemento de pasta madura de la misma permeabilidad
Roca Trapeana	2.47×10^{-14}	0.38
Diorita de cuarzo	8.24×10^{-14}	0.42
Mármol	2.39×10^{-13}	0.48
Mármol	5.77×10^{-12}	0.66
Granito	5.35×10^{-11}	0.70
Arenisca	1.23×10^{-10}	0.71
Granito	1.56×10^{-10}	0.71

partículas de gel y de si los poros capilares se han vuelto o no discontinuos.^{10.4} La tabla 10.3 da los valores del coeficiente de permeabilidad^{10.5} a edades diferentes para una pasta de cemento con una relación agua/cemento de 0.7. La reducción del coeficiente de permeabilidad es más rápida cuanto más baja es la relación agua/cemento de la pasta, de manera que hay poca reducción después de curado húmedo durante un período de:

- 7 días cuando la relación de agua/cemento es 0.45
- 28 días cuando la relación agua/cemento es de 0.60
- 90 días cuando la relación de agua/cemento es 0.70

Para pastas de cemento hidratadas al mismo grado, la permeabilidad es tanto menor cuanto más alto es el contenido de cemento de la pasta, es decir, cuanto más baja es la relación agua/cemento. La figura 10.3 muestra valores obtenidos para pastas en las cuales 93 por ciento del cemento se

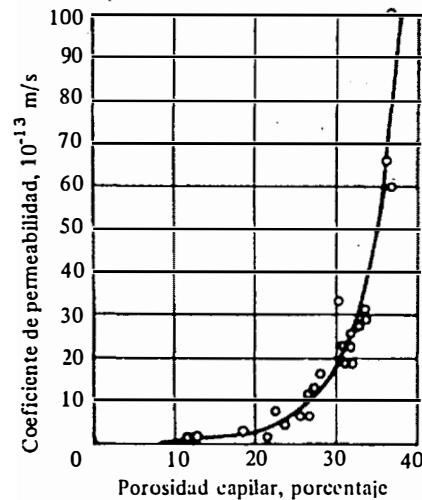


Figura 10.2 Relación entre permeabilidad y porosidad capilar de la pasta de cemento^{10.3}

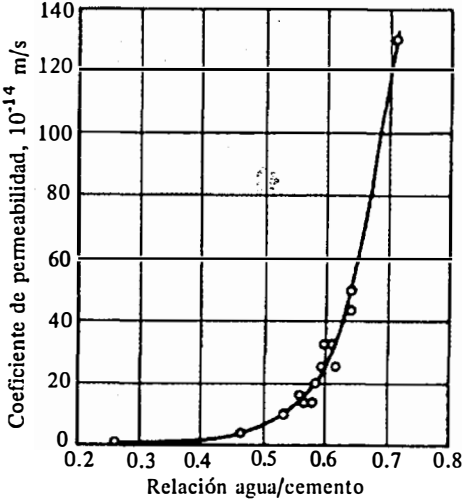


Figura 10.3 Relación entre permeabilidad y relación agua/cemento para pastas de cemento maduras^{10.5} (93 por ciento de cemento hidratado)

Tabla 10.3 Reducción de permeabilidad de la pasta de cemento (relación agua/cemento = 0.7) con el desarrollo de la hidratación^{10.5}

Edad (días)	Coefficiente de permeabilidad, K, m/s
Fresco	2×10^{-6}
5	4×10^{-10}
6	1×10^{-10}
8	4×10^{-11}
13	5×10^{-12}
24	1×10^{-12}
Última	6×10^{-13} (calculado)

ha hidratado.^{10.5} La pendiente de la línea es considerablemente inferior para pastas con relaciones agua/cemento abajo de aproximadamente 0.6, es decir, pastas en las cuales algunos poros capilares se han vuelto segmentados (véase la página 22). De la figura 10.3 se puede ver que una reducción en la relación agua/cemento desde, digamos, 0.7, hasta 0.3 reduce el coeficiente de permeabilidad en 3 órdenes de magnitud. La misma reducción ocurre con una relación agua/cemento de 0.7 entre las edades de 7 días y un año.

En el concreto, el valor del coeficiente de permeabilidad decrece en forma muy considerable con una disminución en la relación agua/cemento: por encima del rango de relaciones agua/cemento de 0.75 a 0.26, el coeficiente decrece hasta 4 órdenes de magnitud,^{10.51} y por encima del rango de 0.75 a 0.45, en dos órdenes de magnitud. Específicamente, a una relación agua/cemento de 0.75, el coeficiente de permeabilidad es comúnmente 10^{-10} m/s, y esto se consideraría representativo del concreto con alta permeabilidad. A una relación agua/cemento de 0.45, el coeficiente es comúnmente 10^{-11} ó 10^{-12} m/s; las permeabilidades de un orden de magnitud más bajo que el último valor son consideradas representativas de concretos con una permeabilidad muy baja.

Con relación a esto, es útil referirse otra vez a la figura 10.3 la cual se aplica a pastas de cemento maduro. Hay un aumento grande de la permeabilidad a relaciones agua/cemento que sobrepasan de aproximadamente 0.4. En la cercanía de esta relación de agua/cemento, los poros capilares se vuelven segmentados de manera que existe una diferencia considerable de permeabilidad entre pastas de cemento maduro con una relación agua/cemento menor de 0.4 y aquellas con relaciones agua/cemento mayores. Esta diferencia tiene implicaciones para el ingreso de iones agresivos dentro del concreto. La permeabilidad del concreto es de interés también con relación a la impermeabilidad al agua de estructuras que retienen líquidos y otras estructu-

ras, y también con referencia al problema de presión hidrostática en el interior de presas. Además, el ingreso de humedad dentro del concreto afecta sus propiedades de aislamiento térmico (véanse las páginas 260 y 495).

Al aumentar de uno a siete días, el período de curado húmedo del concreto con una relación agua/cemento muy alta se halló^{10.5} que se reduce la permeabilidad al agua en un factor de 5.

La permeabilidad del concreto también es afectada por las propiedades del cemento. Para la misma relación agua/cemento, el cemento grueso tiende a producir pasta de cemento endurecido con una porosidad más alta que con un cemento más fino.^{10.5} La composición de compuestos del cemento afecta a la permeabilidad hasta el grado de que tiene influencia en la rapidez de hidratación, pero no se ven afectadas la porosidad y la permeabilidad últimas.^{10.5} En términos generales, es posible decir que cuanto más alta es la resistencia de la pasta de cemento endurecido, tanto menor es su permeabilidad, un estado de cosas que es de esperarse porque la resistencia es una función del volumen relativo de gel en el espacio disponible para ello. Hay una excepción para esta aseveración: el secado de la pasta de cemento aumenta su permeabilidad, probablemente porque la contracción puede romper algo del gel entre los capilares y así abrir pasos nuevos para el agua.^{10.5}

La diferencia entre la permeabilidad de la pasta de cemento endurecido y del concreto que contiene una pasta de la misma relación agua/cemento deberá ser apreciada puesto que la permeabilidad del agregado mismo afecta el comportamiento del concreto (véase la tabla 10.2). Si el agregado tiene una permeabilidad muy baja, su presencia reduce el área efectiva a través de la cual puede ocurrir el flujo. Además, puesto que el flujo ha de circular alrededor de las partículas de agregado, la trayectoria efectiva se vuelve considerablemente más larga de manera que el efecto del agregado en la reducción de la permeabilidad puede ser considerable. La zona de la interface no parece contribuir al flujo. Generalmente, la influencia del contenido de agregado en la mezcla es pequeña y, como las partículas de agregado están envueltas con la pasta de cemento, en el concreto compactado plenamente es la permeabilidad de la pasta de cemento endurecido la que tiene el efecto más grande sobre la permeabilidad del concreto. Esto se mencionó en la página 339.

La permeabilidad del concreto sujeto a condiciones criogénicas, es decir a nitrógeno líquido a -196°C , involucra mecanismos diferentes, porque el hielo reduce el flujo y el agregado parece tener una influencia de consideración.^{10.50} Se ha informado acerca de valores comunes del coeficiente de permeabilidad intrínseca entre 10^{-18} y 10^{-17} m².

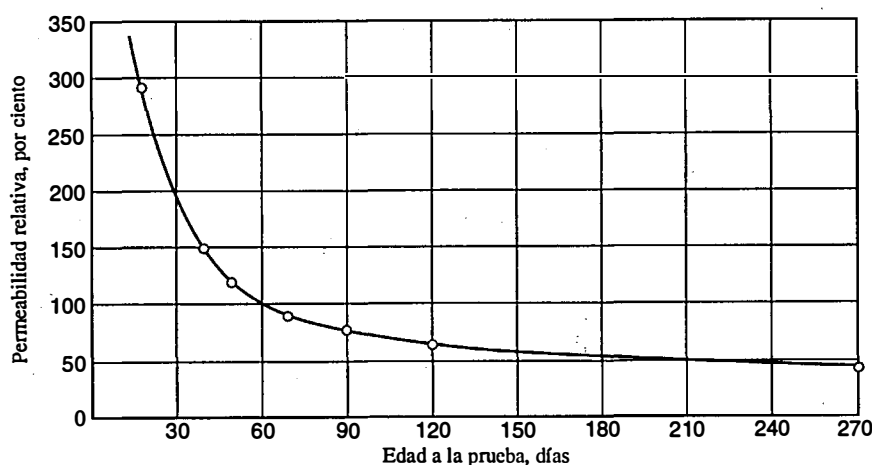


Figura 10.4 Corrección por edad en la prueba del U.S. Bureau of Reclamation para permeabilidad del concreto: la ordenada da la permeabilidad para cualquier edad como un porcentaje de la permeabilidad a la edad de 60 días^{10.43}

Pruebas de permeabilidad

Las pruebas en el concreto en cuanto a permeabilidad no se han normalizado en forma general,^{10.123} de manera que el coeficiente de permeabilidad citado en diferentes publicaciones puede no ser comparable. En estas pruebas, tal como se utilizan, se mide el flujo en estado estacionario del agua a través del concreto causado por un diferencial de presión, y se usa la ecuación de Darcy (véase la página 339) para calcular el coeficiente de permeabilidad, K .

El United States Bureau of Reclamation prescribe el Procedimiento 4913-92,^{10.43} en el cual se emplea una presión de agua de 2.76 MPa; esto corresponde a una carga de agua de 282 m. Existen actualmente también las pruebas canadienses^{10.45,10.109} y la prueba alemana descrita en DIN 1048-1991.^{10.131} En estas pruebas, es alta la presión con la cual el agua es forzada a fluir a través del espécimen de concreto, y esto puede alterar el estado natural del concreto; es también posible el bloqueo de algunos poros por los sedimentos. Además, durante el avance de la prueba, puede ocurrir la hidratación del cemento hasta ese momento sin hidratar, de manera que el valor del coeficiente de permeabilidad calculado decrezca con el tiempo.

El Procedimiento 4913-92^{10.43} del U.S. Bureau of Reclamation tiene en cuenta una corrección para la edad del espécimen en prueba, como se muestra en la figura 10.4. La prueba del Bureau of Reclamation es importante para el comportamiento del concreto en grandes presas. Por el otro lado, para las estructuras de concreto usuales, el flujo de agua sujeto a una presión alta no es representativo de las condiciones de servicio.

Es importante observar que la dispersión de los resultados de la prueba de permeabilidad hecha en concreto similar a la misma edad, y utilizando el mismo equipo, es grande.

Diferencias tales como entre, digamos, 2×10^{-12} m/s y 6×10^{-12} m/s no son significativas, de manera que informar el orden de magnitud, lo más cercano a 0.5×10^{-11} m/s, es adecuado. Las diferencias más pequeñas en el valor del coeficiente de permeabilidad no son significativas y pueden conducir a conclusiones erróneas.

Prueba de penetración de agua

Hay un problema adicional con la prueba de permeabilidad, a saber, que en concreto de buena calidad, no hay flujo a través del concreto. El agua penetra dentro del concreto hasta cierta profundidad, y Valenta ha desarrollado una expresión^{10.48} para convertir la profundidad de penetración dentro del coeficiente de permeabilidad, K (en metros por segundo) equivalente al utilizado en la ley de Darcy:

$$K = \frac{e^2 v}{2ht}$$

donde

e = profundidad de penetración del concreto en metros,

h = carga hidráulica en metros,

t = tiempo sujeto a prueba en segundos, y

v = la fracción del volumen de concreto ocupado por poros.

El valor de v representa poros discontinuos, tales como burbujas de aire, que no llegan a llenarse con agua excepto bajo presión, y se puede calcular a partir del aumento en masa del concreto durante la prueba, teniendo en cuenta que sólo deberán considerarse los vacíos de la parte del espécimen en que penetra el agua. Comúnmente v se halla^{10.47} entre 0.02 y 0.06.

La carga hidráulica se aplica por presión y comúnmente varía entre 0.1 y 0.7 MPa.^{10.21} La profundidad de penetración se encuentra mediante la observación de la superficie dividida del espécimen de prueba (estando más oscuro el concreto húmedo) después de un período dado de tiempo. Éste es el valor de e en la expresión de Valenta que se da arriba.

Es también posible utilizar la profundidad de penetración del agua como una valoración cualitativa del concreto: una profundidad de menos de 50 mm clasifica al concreto como "impermeable"; una profundidad de menos de 30 mm, como "impermeable en condiciones agresivas".^{10.21}

Permeabilidad al aire y al vapor

Como se mencionó, la facilidad con la cual el aire, algunos gases, y el vapor de agua pueden penetrar dentro del concreto es importante respecto a la durabilidad del concreto sujeto a diversas condiciones de exposición. Se debe distinguir entre una situación en la que la fuerza impulsora es un diferencial de presión, por un lado, y, por el otro, una situación en la que la presión y la temperatura son iguales en los dos lados del espécimen o miembro de concreto, pero dos gases diferentes barren ambos lados. En el último caso, los gases se mueven a través del concreto por difusión, mien-

tras que en el primero tenemos que verlos con la permeabilidad.

Lawrence^{10.52} ha revisado la derivación y medición de la difusividad del concreto respecto al gas, medida en metros cuadrados por segundo, y ha demostrado que, sobre una escala de log-log, la difusividad se relaciona linealmente con la permeabilidad intrínseca del concreto, medida en metros cuadrados. Un ejemplo de esta relación para el oxígeno se muestra en la figura 10.5. La relación se puede aprovechar para establecer el valor de la difusividad a partir de pruebas de permeabilidad, las cuales son más fáciles de ejecutar.^{10.52}

Puesto que los gases son compresibles, se ha de tomar en cuenta, la presión p_o a la cual se mide la rapidez de flujo de volumen, q (en m^3/s), además de la presión de entrada, p , y la presión de salida, p_a ; todas las presiones son valores absolutos en N/m^2 .

El coeficiente de permeabilidad intrínseca, K , expresado en m^2 es:^{10.96}

$$K = \frac{2qp_o L \eta}{\alpha(p^2 - p_a^2)}$$

donde

A = área transversal del espécimen en m^2 ,

L = su espesor en m , y

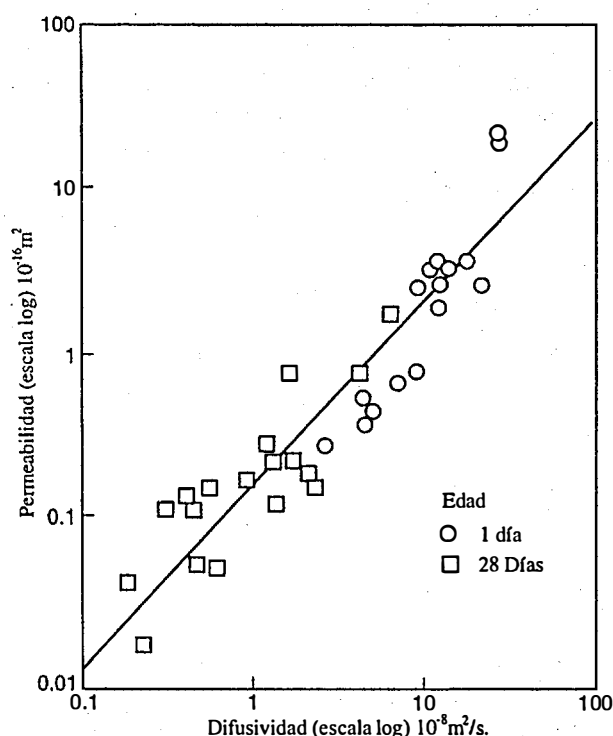
η = viscosidad dinámica en $N \cdot s/m^2$

Para el oxígeno a $20^\circ C$, $\eta = 20.2 \times 10^{-6} N \cdot s/m^2$

Teóricamente, el coeficiente de permeabilidad intrínseca de un concreto dado deberá ser el mismo, sin importar si se utiliza un gas o un líquido en las pruebas. Sin embargo, los gases producen un valor más alto del coeficiente a causa del fenómeno de escape de gas; esto quiere decir que, en el límite de flujo, el gas tiene una velocidad finita. La diferencia entre permeabilidad al gas y permeabilidad al líquido es más grande a valores más bajos del coeficiente de permeabilidad intrínseca, la relación de la primera respecto de la segunda varía alrededor de 6 a cerca de 100.^{10.132}

La permeabilidad al aire es afectada en forma importante por el curado, especialmente en concretos de resistencias bajas y moderadas.^{10.92} La figura 10.6 muestra este efecto para concreto curado durante 28 días: (a) en agua, y (b) en aire a una humedad relativa de 65 por ciento, y almacenado posteriormente durante un año en aire a $20^\circ C$ a una humedad relativa de 65 por ciento.

A manera de ejemplo,^{10.132} se puede mencionar que el orden de magnitud de permeabilidad intrínseca del concreto (usando gas) con una relación de agua/cemento de 0.33 es $10^{-18} m^2$.



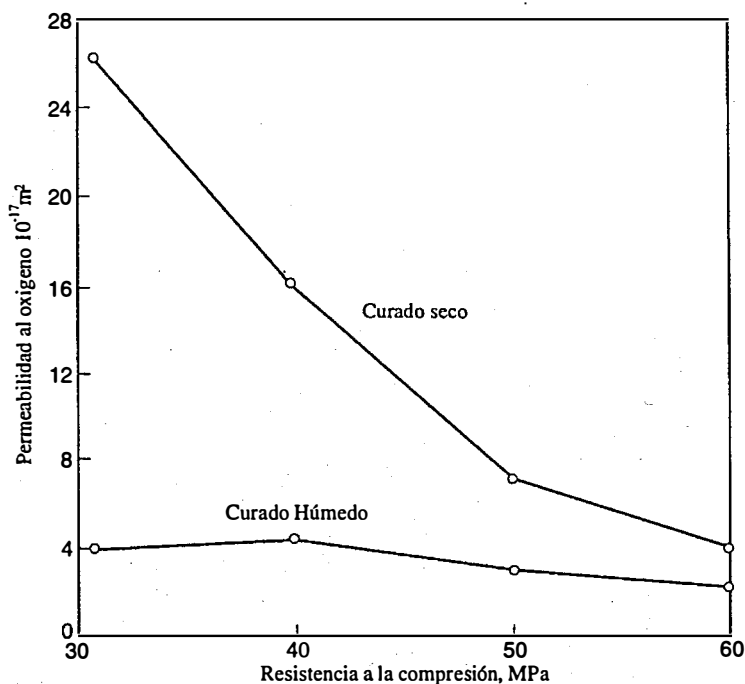


Figura 10.6 Relación entre permeabilidad al oxígeno y resistencia a la compresión de concretos curados durante 28 días al aire a una humedad relativa de 65 por ciento (basado en la ref. 10.92)

La permeabilidad al aire del concreto es afectada de manera importante por su contenido de humedad: se ha informado que un cambio desde cerca de la saturación hasta una condición de secado en horno aumenta al coeficiente de permeabilidad al gas en cerca de dos órdenes de magnitud. Por esta razón, se deberá utilizar en todas las pruebas una condición claramente definida del concreto. Desde el punto de vista de la facilidad de la prueba se prefiere la condición de secado en horno. Sin embargo, esta condición no es representativa del concreto en servicio, y es la permeabilidad del concreto respecto al oxígeno en las condiciones reales la que importa en relación con la corrosión del acero de refuerzo.

El acondicionamiento del espécimen al aire a una humedad relativa constante, aun para 28 días, no necesariamente resulta en una condición de humedad uniforme dentro del concreto.^{10.59}

La permeabilidad del concreto respecto al oxígeno se puede determinar por un método desarrollado por Cembureau.^{10.53} Sin embargo, no existe ningún método que sea aceptado generalmente.

Carbonatación

El estudio del comportamiento del concreto se basa generalmente en la suposición de que el medio ambiente es aire que no reacciona con la pasta de cemento hidratado. Sin

embargo, en realidad, el aire contiene CO_2 el cual, en presencia de humedad, reacciona con el cemento hidratado; el agente presente es ácido carbónico, pues el CO_2 gaseoso no es reactivo.

La acción del CO_2 tiene lugar incluso en concentraciones pequeñas tales como las que están presentes en el aire rural, donde el contenido de CO_2 es de aproximadamente 0.03 por ciento por volumen. En un laboratorio sin ventilación, el contenido se puede elevar hasta 0.1 por ciento; en las ciudades grandes se halla en promedio de 0.3 por ciento y, excepcionalmente, hasta 1 por ciento. Un ejemplo de concreto expuesto a una concentración muy alta de CO_2 es el revestimiento interior de los túneles vehiculares. La rapidez de carbonatación de CO_2 , especialmente a relaciones agua/cemento altas^{10.107} del concreto, se incrementa con un aumento en la concentración de CO_2 ; el transporte de CO_2 tiene lugar a través del sistema de poros de la pasta de cemento endurecido.

De los hidratos de la pasta de cemento, el hidrato que reacciona más fácilmente con el CO_2 es $\text{CA}(\text{OH})_2$, siendo el producto de la reacción CaCO_3 , pero también se descomponen otros hidratos, produciéndose sílice hidratado, alúmina y óxido férrico.^{10.7} Teóricamente, tal descomposición completa de los compuestos de calcio del cemento hidratado es químicamente posible aun a baja concentración de CO_2 en la atmósfera normal,^{10.101} pero esto no es un problema en la práctica. En el concreto que sólo contiene cemento portland, solamente importa la carbonatación del

$\text{Ca}(\text{OH})_2$. Sin embargo, cuando el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ llega a acabarse, por ejemplo por reacción secundaria con sílice puzolánico, la carbonatación del hidrato de silicato de calcio, C-S-H es también posible. Cuando ocurre esto, no sólo se forma más CaCO_3 , sino también el gel de sílice que se forma concurrentemente tiene poros grandes, más grandes, de 100 nm, lo cual facilita la carbonatación adicional.^{10.67} La carbonatación del C-S-H se analiza más adelante en conexión con la carbonatación de concretos hechos con cementos mezclados.

Efectos de la carbonatación

La carbonatación *per se* no causa deterioro del concreto pero tiene efectos importantes. Uno de éstos es la contracción por carbonatación, la cual se analizó en la página 443. Con respecto a la durabilidad, la importancia de la carbonatación descansa en el hecho de que reduce el pH del agua en los poros en la pasta de cemento portland endurecido desde valores situados entre 12.6 y 13.5 hasta un valor de casi 9. Cuando todo el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ se ha vuelto carbonato, el valor del pH se reduce a 8.3.^{10.35} La importancia de la disminución del pH se expone a continuación.

El acero ahogado en la pasta de cemento en hidratación forma rápidamente una *capa de pasividad* delgada de óxido que se adhiere fuertemente al acero subyacente y le da protección completa contra la reacción con oxígeno y agua, esto es, contra la formación de herrumbre o corrosión; la corrosión se estudia en el capítulo 11. Este estado del acero se conoce como *pasivación*. El mantenimiento de la pasivación depende de un pH adecuadamente alto del agua de poros que está en contacto con la capa de pasivación. Así, cuando el frente de bajo pH alcanza la cercanía de la superficie del acero de refuerzo, la película de óxido protectora es removida y puede tener lugar la corrosión, siempre que estén presentes el oxígeno y la humedad necesarios para las reacciones de corrosión. Por esta razón, es importante conocer la profundidad de la carbonatación y, específicamente, si el frente de carbonatación ha alcanzado la superficie del acero ahogado. En efecto, a causa de la presencia de agregado grueso, el "frente" no avanza como una línea perfectamente recta.

También se podría observar que, si las grietas están presentes, el CO_2 puede ingresar a través de ellas de modo que el "frente" progrese localmente a partir de las grietas penetradas. En muchos casos, la corrosión puede ocurrir incluso cuando el frente de carbonatación completo está todavía alejado unos pocos milímetros de la superficie del acero, si ha ocurrido carbonatación parcial.^{10.61}

Rapidez de carbonatación

La carbonatación ocurre progresivamente desde el exterior del concreto expuesto al CO_2 , pero lo hace a una rapidez decreciente pues el CO_2 se ha de difundir a través del sistema de poros, que incluye la zona superficial carbonatada del concreto. Tal difusión es un proceso lento si los poros de la pasta de cemento hidratado están llenos de agua, porque la difusión del CO_2 en el agua es cuatro órdenes de magnitud más lenta que en el aire. Por otro lado, si hay suficiente agua en los poros, el CO_2 permanece en forma gaseosa y no reacciona con el cemento hidratado. Se sigue que la rapidez de carbonatación depende del contenido de humedad en el concreto, el cual varía con la distancia desde su superficie. Por causa de esta situación variable, la rapidez de transporte del CO_2 hacia el frente de carbonatación que progresa en el concreto no se puede determinar con facilidad por la ecuación de difusión (véase la página 339). Posiblemente se puede aprovechar la relación entre difusividad y permeabilidad intrínseca mostrada en la figura 10-5.

La rapidez de carbonatación más alta ocurre a una humedad relativa cuyo valor se ubica entre 50 y 70 por ciento. Esta situación se debe considerar contra el antecedente de una humedad relativa común de 65 por ciento en un laboratorio ordinario; en el sur de Inglaterra, la humedad relativa promedio en la intemperie es 86 por ciento en invierno y 73 por ciento en el verano.

En condiciones higrométricas constantes, la profundidad de la carbonatación aumenta en proporción con la raíz cuadrada del tiempo, lo cual es característico de la absorción más bien que de la difusión, pero la carbonatación comprende la acción recíproca entre el CO_2 y el sistema de poros. Es posible expresar la profundidad de la carbonatación, D , en milímetros, como

$$D = Kt^{0.5}$$

donde

K = coeficiente de carbonatación en mm/año,^{0.5}, y

t = tiempo de exposición en años.

Los valores de K son con frecuencia más de 3 o 4 mm/año^{0.5} para concreto de baja resistencia.^{10.58} Otra manera de dar una idea amplia es decir que, en el concreto con una relación agua/cemento de 0.60, una profundidad de carbonatación de 15 mm se alcanzaría después de 15 años, pero con una relación agua/cemento de 0.45, sólo después de 100 años. Un ejemplo^{10.124} del progreso de la carbonatación después de un período de 16 años se muestra en la figura 10.7.

La expresión que comprende la raíz cuadrada del tiempo no es aplicable cuando las condiciones de exposición no son estacionarios. En particular, si la superficie del concreto está expuesta a una humedad variable, con mojado periódico, la rapidez de carbonatación se reduce por causa del retardo de la difusión del CO_2 a través de los poros saturados de la pasta de cemento endurecido. Inversamente, las partes resguardadas de una estructura sufren carbonatación con una rapidez mayor que las que están expuestas a la lluvia, lo cual retrasa significativamente el progreso de la carbonatación. En el interior de los edificios, la rapidez de carbonatación pueden ser alta, pero esto no tiene malas consecuencias en lo que concierne a la corrosión del acero ahogado (véase la página 393), a menos que el concreto con carbonatación se moje posteriormente. Esto puede ocurrir cuando el agua ingresa a través del revestimiento de una edificación lo suficientemente lejos para alcanzar la zona con carbonatación a partir del interior.

La influencia muy considerable del contenido de humedad del concreto sobre la carbonatación significa que, hasta en una edificación sencilla, hecha toda del mismo concreto, puede haber una variación considerable en la profundidad

de carbonatación a una edad dada: los muros expuestos a la lluvia tendrán una menor profundidad de carbonatación; lo mismo ocurrirá con las superficies inclinadas que pueden ser lavadas por la lluvia; y esto también es válido para los muros que se pueden secar perfectamente por tener un alto aislamiento. Sobre todo, la profundidad mayor de la carbonatación puede ser 50 por ciento más alta que la profundidad menor.^{10.57} Las variaciones pequeñas de temperatura tienen poco efecto sobre la carbonatación, pero una temperatura alta aumenta la rapidez de carbonatación a menos que el secado sobrepase el efecto de la temperatura.

Los fenómenos físico-químicos que tienen influencia en la rapidez de carbonatación son analizados por Papadakis y otros.^{10.56}

Factores que tienen influencia en la carbonatación

El factor fundamental que controla la carbonatación es la difusividad de la pasta de cemento endurecido. La difusividad es una función del sistema de poros de la pasta de cemento

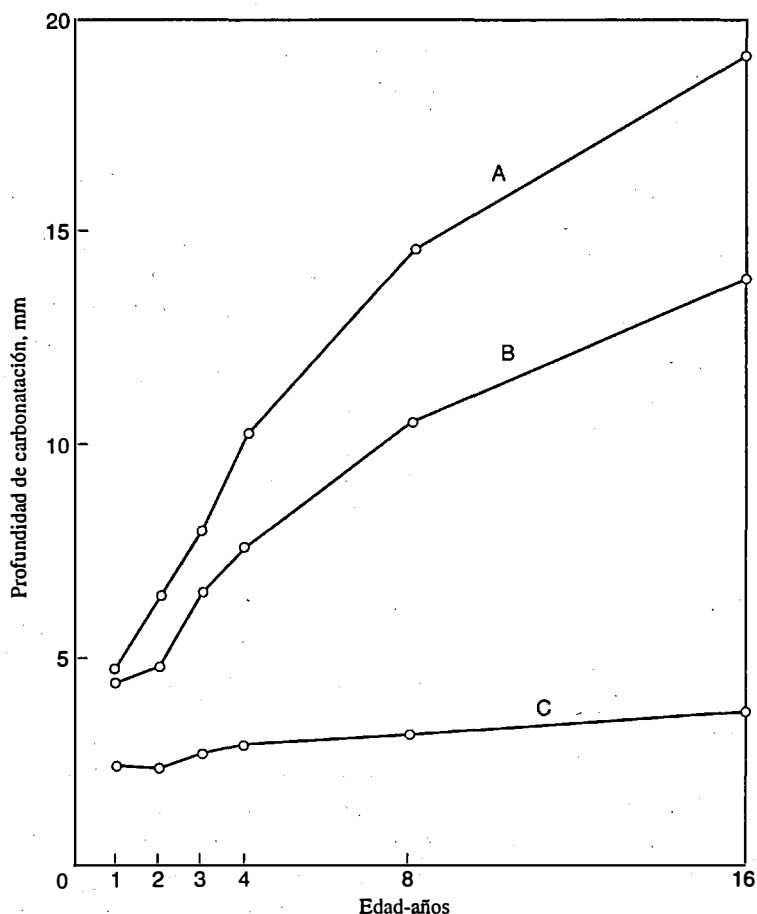


Figura 10.7 Progreso de la carbonatación con el tiempo de exposición en condiciones diferentes: (A) 20°C y 65 por ciento de humedad relativa; (B) a la intemperie protegido por un techo; (C) a la intemperie en superficie horizontal en Alemania. Los valores son promedios para concretos con relaciones agua/cemento de 0.45, 0.60 y 0.80, curado húmedo durante 7 días (con base en la ref. 10.124)

endurecido durante el periodo en que ocurre la difusión del CO_2 . Se sigue que el tipo de cemento, la relación agua/cemento y el grado de hidratación tienen importancia. Todos éstos influyen en la resistencia del concreto que contiene cualquier pasta dada de cemento endurecido. Por esta razón, se dice con frecuencia que la rapidez de carbonatación es simplemente una función de la resistencia del concreto. Esto, aunque generalmente cierto, es una simplificación inadecuada. Lo que empeora el uso de este enfoque es que el valor de resistencia citado no es el aplicable al concreto *in situ* cuando llega a estar expuesto al CO_2 sino, usualmente, el valor de resistencia de especímenes de prueba curados de una manera normal, el cual es invariablemente superior al curado *in situ*.

Las opciones respecto al uso de la resistencia como un parámetro incluyen la expresión de la carbonatación como una función de la relación agua/cemento, o del contenido de cemento, o ambos. No hay ninguna base física para considerar el contenido de cemento; en lo que toca a la relación agua/cemento, tal enfoque no es superior al empleo de la resistencia como parámetro. En realidad, ni la resistencia ni la relación agua/cemento informan acerca de la microestruc-

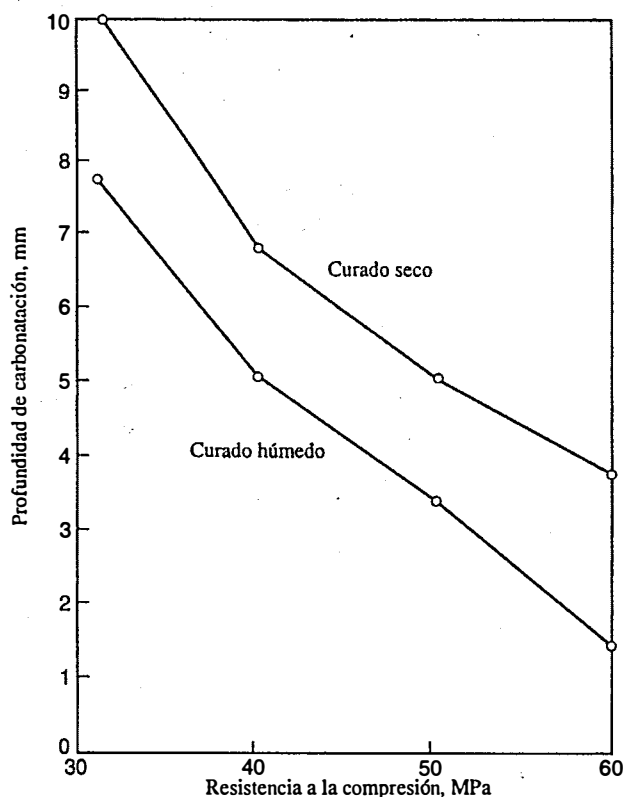


Figura 10.8 Relación entre la profundidad de carbonatación y la resistencia a la compresión del concreto después de exposición de dos años en aire a una humedad relativa de 65 por ciento (con base en la ref. 10.92)

Tabla 10.4 Profundidad de carbonatación como una función de la resistencia.^{10.55}

Exposición	Profundidad de carbonatación después de 50 años, (mm)	
	Concreto de 25 MPa	Concreto de 50 MPa
A la intemperie protegido	60 a 70	20 a 30
Expuesto a la lluvia	10 a 20	1 a 2

tura de la pasta de cemento endurecido en la zona superficial del concreto mientras está ocurriendo la difusión del CO_2 . Un factor que tiene una gran influencia sobre la zona exterior es el historial del curado del concreto.

El efecto del curado sobre la carbonatación del concreto es considerable. La figura 10.8 muestra la profundidad de carbonatación de concretos con resistencia a la compresión de 28 días (medida en cubos de prueba normales) entre 30 y 60 MPa: (a) curados en agua durante 28 días, y (b) curados en aire a humedad relativa de 65 por ciento; de allí en adelante, todos los especímenes fueron almacenados durante dos años a 20 C y una humedad relativa de 65 por ciento.^{10.92} Es manifiesto el efecto perjudicial de la ausencia de curado húmedo, lo que da por resultado alta porosidad. Otros investigadores^{10.133} han informado que el aumentar el periodo de curado húmedo de uno a tres días reduce la profundidad de carbonatación en alrededor de 40 por ciento.

Sin embargo, se deberá observar que la exposición a la intemperie incluye en muchas partes del mundo periodos frecuentes o prolongados de alta humedad atmosférica, de manera que la hidratación del cemento continúa y, en efecto, ocurre el curado natural retrazado de la zona superficial. Sin embargo, por lo regular, los efectos de la ausencia de curado inicial sobre la carbonatación persisten durante muchos años hasta el grado de dar por resultado una microestructura de la pasta de cemento endurecido en la zona exterior del concreto que facilita la difusión del CO_2 .

Se puede hacer una aseveración general para el efecto de que, en una situación que tiende a conducir a carbonatación continua, es altamente probable que el concreto con una resistencia menor de 30 MPa sufra carbonatación hasta una profundidad de al menos 15 mm en un periodo de varios años.^{10.62}

A pesar de la variabilidad considerable en la rapidez de carbonatación en localizaciones diferentes, son de interés los valores que presenta Parrot^{10.55} y que se muestran en la tabla 10.4. Evidentemente, los valores de la tabla 10.4 no se deben tomar como la norma. A partir de los datos de Parrot,^{10.55} es posible decir que, para concreto resguardado a intemperie en el Reino Unido o en un clima similar, en 90

Tabla 10.5 Profundidad máxima de carbonatación en concreto a la intemperie protegido, en el Reino Unido^{10.55}

Resistencia de 28 días (MPa)	Profundidad de carbonatación después de 30 años (mm)
20	45
40	17
60	5
80	2

por ciento de los casos la profundidad de carbonatación no sobrepasará los valores mostrados en la tabla 10.4. Por las razones dadas anteriormente, en algunos casos la profundidad de carbonatación sobrepasará el límite superior de 90 por ciento; en otros, será mucho más baja. Sin embargo, los valores típicos dados en las tablas 10.4 y 10.5 además de los otros datos presentados en este capítulo, deben permitir asegurar que la profundidad de carbonatación esperada dentro de la vida de servicio calculada para la estructura es menor que el recubrimiento del acero de refuerzo. Así, la profundidad necesaria del recubrimiento y la calidad real del concreto son interdependientes, en lo que concierne a la protección del acero de refuerzo, de manera que en la etapa de diseño se deberán seleccionar juntas. El tema del recubrimiento se analiza en la página 400.

Carbonatación del concreto que contiene cementos mezclados

Puesto que actualmente los cementos mezclados se utilizan ampliamente, es importante conocer el comportamiento de carbonatación de concretos que contienen ceniza volante y escoria de alto horno granulada y molida. Se han publicado numerosos artículos técnicos que informan, de pruebas de carbonatación comparativas en concretos con y sin estos materiales cementantes, pero las comparaciones fueron hechas sobre bases variables. Tales datos no se prestan a generalizaciones útiles, y aun así, lo que es importante al seleccionar una mezcla de concreto es valorar las características de carbonatación de la mezcla específica propuesta.

El punto de partida en esta valoración es el conocimiento de la microestructura y otras propiedades de la pasta de cemento endurecido que resultan con el uso de los varios materiales cementantes hasta el grado que estas propiedades físicas o químicas tienen influencia en la carbonatación. Las propiedades de importantes se analizan en el capítulo 13, pero en el contexto presente se deberán hacer dos observaciones con respecto a ceniza volante de clase F. Primero que todo, la sílice de la ceniza volante reacciona con el

Ca(OH)₂ que resulta de la hidratación del cemento portland. En consecuencia, el cemento mezclado conduce a un contenido más bajo de Ca(OH)₂ en la pasta de cemento endurecido de manera que se requiere una cantidad más pequeña de CO₂ para remover todo el Ca(OH)₂ para producir CaCO₃. Bier^{10.67} ha demostrado que la profundidad de carbonatación es mayor cuando la cantidad de Ca(OH)₂ presente es menor. Entonces, la presencia de ceniza volante da por resultado una carbonatación más rápida. Sin embargo, hay otro efecto de la reacción entre la sílice puzolánica y el Ca(OH)₂ a saber, que da por resultado una estructura más densa de la pasta de cemento endurecido, de manera que la difusividad se reduce y la carbonatación se retrasa.

La pregunta por hacer es: ¿cuál efecto es dominante? Un factor importante es la calidad del curado. El buen curado es necesario para que ocurran las reacciones puzolánicas (véase la página. 459), y sin embargo se han hecho pruebas que comprenden curado de un día solamente cuando el concreto contiene ceniza volante;^{10.55,10.66} tales pruebas están destinadas a demostrar alta carbonatación del concreto con ceniza volante, pero ellas se basan en una mala práctica en la elaboración del concreto. Los efectos del curado inadecuado sobre la carbonatación del concreto que contiene ceniza volante persisten aun en el largo plazo.^{10.63} Por el otro lado, los concretos hechos con cemento que contiene ceniza volante hasta 30 por ciento y con resistencias reales de alrededor de 35 MPa no han mostrado ningún aumento, o sólo un aumento marginal, de carbonatación cuando se incluye ceniza volante en la mezcla.^{10.63,10.67}

El uso de escoria de alto horno granulada y molida en la mezcla de concreto ocasiona una necesidad aún mayor de buen curado. En consecuencia, el concreto curado pobremente que contiene escoria de alto horno exhibe carbonatación muy alta; se ha informado sobre profundidades de 10 a 20 mm después de un año de exposición.^{10.64} Los altos contenidos de escoria conducen a una mayor profundidad de carbonatación.^{10.64,10.65} Sin embargo, cuando el contenido de escoria de alto horno en el cemento mezclado está abajo de 50 por ciento y el concreto se expone al CO₂ a una concentración de 0.03 por ciento, sólo hay un aumento marginal en la carbonatación.^{10.67}

En vista del uso de relleno en los cementos modernos (véase la página 61), es útil mencionar que no tienen ningún efecto en la microestructura de la pasta de cemento endurecido y, por lo tanto, no tienen influencia en la carbonatación.^{10.60}

El cemento resistente a sulfatos conduce a una profundidad de carbonatación 50 por ciento mayor que el cemento portland.^{10.108} Por esta razón, se puede requerir un aumento en el recubrimiento para el acero de refuerzo cuando se emplea cemento resistente a sulfatos. También aumenta la

carbonatación del concreto que contiene cemento de fraguado regulado.^{10.137}

La carbonatación ocurre también en concreto de cemento de alta alúmina, pero, como la hidratación de ese cemento no produce $\text{Ca}(\text{OH})_2$ son los hidratos de aluminato de calcio CAH_{10} y (C_3AH_6) lo que reacciona con el CO_2 . Los productos finales son CaCO_3 y gel de alúmina, los cuales tienen una resistencia más baja que los hidratos. A la misma resistencia que el concreto de cemento portland, el concreto de cemento de alta alúmina exhibe el doble de carbonatación.^{10.124}

La carbonatación de la pasta de cemento de alta alúmina endurecido puede conducir a la despasivación del acero de refuerzo, el cual en cualquier caso está en contacto con el agua de poros a un pH más bajo que en el caso de cemento portland, a saber, entre 11.4 y 11.8. La rapidez de carbonatación de la pasta de cemento de alta alúmina que ha sufrido conversión (véase la página 66) es mucho mayor que antes de la conversión.

Medición de la carbonatación

Las técnicas de laboratorio que se pueden utilizar para determinar la profundidad de la carbonatación incluyen análisis químico, difracción de rayos (X), espectroscopía de infrarrojos y análisis termogravimétrico. Un método común y sencillo para establecer la extensión de la carbonatación es mediante el tratamiento de una superficie acabada de romper de concreto con una solución de fenolnaftaleína en alcohol diluido. El $\text{Ca}(\text{OH})_2$ libre se colorea de rosado mientras que la porción carbonatada no se colorea; con el progreso de la carbonatación de la superficie nuevamente expuesta, la coloración rosada desaparece gradualmente. El RILEM^{10.54} prescribe el procedimiento. La prueba es fácil de ejecutar y es rápida, pero se deberá recordar que el color rosado indica la presencia de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ mas no indica, necesariamente, una ausencia total de carbonatación. En realidad, la prueba con fenolnaftaleína da una medida del pH (siendo el color rosado mayor de alrededor de 9.5), pero no distingue entre un bajo pH causado por carbonatación y por otros gases ácidos. En lo que corresponde al riesgo de corrosión del refuerzo, la causa de un valor bajo de pH puede no ser importante pero se requiere atención en la interpretación del patrón de color observado.

La prueba de fenolnaftaleína no se puede utilizar con cemento de alta alúmina, porque, a diferencia del cemento portland, este cemento no contiene cal libre.

Si la obtención por rotura de una muestra de concreto no es practicable, se pueden obtener muestras del concreto me-

dante barrenado hasta profundidades cada vez más mayores; las muestras luego se sujetan a la prueba con fenolnaftaleína. Se requiere cuidado, pues si la cal que está libre del concreto sin carbonato contamina una muestra, la muestra entera se volverá rosada, dando la impresión de una ausencia de carbonatación.

Un empleo interesante de la medición de profundidad de carbonatación podría estar en la estimación de tiempo desde la ocurrencia de una grieta.

Para determinar la rapidez con que es probable que un concreto dado sufra carbonatación, se puede utilizar la prueba acelerada. Ésta consiste en la exposición de un espécimen de concreto a CO_2 concentrado de c_s , en porcentaje. La profundidad de carbonatación después de cierto período de exposición, t_t , puede entonces transformarse en una estimación de la longitud de tiempo, t_s , para que la misma profundidad se alcance a la concentración de servicio del CO_2 de c_s , en porcentaje, sobre la base de que el tiempo es inversamente proporcional a la concentración de CO_2 :

$$t_t : t_s = c_s : 100$$

En el método suizo,^{10.125} se utiliza concentración de prueba de CO_2 de 100 por ciento; con más frecuencia, la concentración es de 4 o de 5 por ciento. Para que la carbonatación prosiga, la humedad relativa del aire deberá ser de 60 a 70 por ciento.

Se requiere cuidado considerable en la interpretación de pruebas aceleradas, no solamente porque la carbonatación *in situ* está fuertemente influida por las condiciones exactas de exposición, especialmente con respecto al mojado por la lluvia y secado por el sol, sino también porque una concentración alta de CO_2 deforma los fenómenos involuacrados. Por ejemplo, Bier,^{10.67} al usar una concentración de CO_2 de 2 por ciento, halló que la profundidad de carbonatación del concreto bien curado que contiene ceniza volante o escoria de alto horno es mayor por un factor de al menos 2 que cuando sólo hay presencia de cemento portland. No hay tal aumento en la profundidad de carbonatación allí donde la concentración de CO_2 es de 0.03 por ciento y el contenido de ceniza volante está abajo de 30 por ciento o la escoria de alto horno abajo de 50 por ciento. Una explicación probable de esta diferencia en comportamiento es que, a una alta concentración de CO_2 , la carbonatación de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ fue seguida por la carbonatación de C-S-H.

Kobayashi y otros^{10.110} han informado sobre carbonatación extensa de C-S-H en el concreto en servicio; pero no está disponible la información sobre el tipo de cemento empleado.

Aspectos adicionales de la carbonatación

La carbonatación puede tener algunas consecuencias positivas. Puesto que el CaCO_3 ocupa un volumen más grande que el Ca(OH)_2 al cual reemplaza, la porosidad del concreto con carbonato se reduce. También, el agua liberada por el Ca(OH)_2 en la carbonatación puede ayudar a la hidratación del cemento sin hidratar hasta ese momento. Estos cambios son benéficos y dan por resultado dureza superficial, mayor resistencia en la superficie,^{10.104} permeabilidad superficial reducida,^{10.102} movimiento de humedad reducido,^{10.103} y mayor resistencia a aquellas formas de ataque que se controlan por la permeabilidad. Por otro lado, la carbonatación acelera la corrosión del acero de refuerzo inducida por cloruros (véase la página 397).

A diferencia del concreto de cemento portland, con el cemento supersulfatado hay una pérdida de resistencia en carbonatación, pero, ya que esto se aplica solamente a la zona superficial del concreto, la pérdida no es estructuralmente importante.

Puesto que la carbonatación afecta a la porosidad y también a la distribución del tamaño de poros (lo que causa una disminución en el volumen de los poros, especialmente de los más pequeños) de la zona exterior del concreto, la penetración de pintura dentro del concreto variará. En consecuencia, la adherencia de pintura y la coloración son afectadas por la carbonatación.^{10.100} Puesto que la carbonatación depende de la humedad relativa del aire y de la edad, es fácil ver cómo las diferencias en coloración y en calidad de pintado pueden surgir fácilmente.

Sakata y otros^{10.138} han propuesto el uso de sustancias agregadas que absorben el dióxido de carbono que ha entrado al concreto, evitando con eso la carbonatación.

Ataque ácido sobre el concreto

El concreto es generalmente muy resistente al ataque químico, siempre que se utilice una mezcla apropiada y el concreto esté compactado en forma correcta. Sin embargo, hay algunas excepciones.

Primero que todo, el concreto que contiene cemento portland, al ser altamente alcalino, no es resistente al ataque de ácidos fuertes o de compuestos que pueden convertirse en ácidos. Consecuentemente, a menos que se proteja, el concreto no se deberá emplear cuando esta forma de ataque pueda ocurrir.

En general, el ataque químico al concreto ocurre por la vía de la descomposición de los productos de hidratación y de la formación de nuevos compuestos que, si son solubles, se

pueden lixiviar, y si no son, pueden ser perturbadores *in situ*. Los compuestos atacantes deben estar en solución. El hidrato más vulnerable del cemento es el Ca(OH)_2 , pero el C-S-H también puede ser atacado. Los agregados calcáreos son también vulnerables.

De las formas comunes del ataque, la del CO_2 se consideró en la sección precedente mientras que el ataque por sulfatos y la acción del agua de mar se analizarán más tarde en este capítulo. Listas muy extensas de sustancias que atacan al concreto en grados variables se pueden hallar en ACI 515.1R (Revisado en 1985),^{10.93} ACI 201.2R-92^{10.42} y en un libro de Biczok.^{10.71} En forma adicional, abajo se hace mención específica de algunas sustancias agresivas.

Los líquidos con un pH inferior de 6.5^{10.26} pueden atacar al concreto, pero el ataque es más severo sólo a un valor de pH menor de 5.5; por debajo de 4.5, el ataque es muy severo. Una concentración de CO_2 de 30 a 60 ppm da por resultado un ataque severo, y superior de 60 ppm da por resultado un ataque muy severo.

El ataque progresa a una rapidez aproximadamente proporcional a la raíz cuadrada del tiempo porque la sustancia que ataca tiene que viajar a través de la capa residual de los productos de reacción de baja solubilidad que permanecen después de que el Ca(OH)_2 ha sido disuelto. Así, no sólo es el pH sino también la capacidad de los iones agresivos para ser transportados en lo que influye para el progreso del ataque.^{10.26} También, la rapidez de ataque decrece cuando el agregado ha llegado a estar expuesto porque la superficie vulnerable es más pequeña y el medio atacante tiene que viajar alrededor de las partículas de agregado.^{10.26}

El concreto es también atacado por agua que contiene CO_2 libre, tal como agua de pantano o aguas minerales, las cua-

Tabla 10.6 Lista de sustancias que causan ataque químico muy severo al concreto

Acidos	
Inorgánicos	Orgánicos
Coarbónico	Acético
Clorhídrico	Cítrico
Fluorhídrico	Fórmico
Nítrico	Húmico
Fosfórico	Láctico
Sulfúrico	Tánico
Otras sustancias	
Cloruro de aluminio	Grasas animales y vegetales
Sales de amonio	Aceites vegetales
Sulfuro de hidrógeno	Sulfatos

les pueden también contener sulfuro de hidrógeno. No todo el CO_2 es agresivo, porque algo de él se requiere para formar y estabilizar bicarbonato de calcio en la solución. El flujo de agua pura, formado por la fusión de hielo o por condensación (por ejemplo, en una planta desalinadora) y que contiene poco CO_2 , también disuelve $\text{Ca}(\text{OH})_2$, causando así corrosión superficial. El agua de turba con CO_2 es particularmente agresiva, puede tener un valor de pH tan bajo como 4.4.^{10.31} Este tipo de ataque puede ser de importancia en conductos en regiones montañosas, no sólo desde el punto de vista de la durabilidad, sino también porque la lixiviación del cemento hidratado deja atrás agregado que sobresale y aumenta la aspereza del tubo. Para evitar esto, es ventajoso el uso de agregado calcáreo, más bien que agregado silíceo,^{10.10} puesto que tanto el agregado como la pasta de cemento sufren erosión.

La lluvia ácida, la cual contiene principalmente ácido sulfúrico y ácido nítrico y tiene un valor de pH entre 4.0 y 4.5, puede causar deterioro superficial del concreto expuesto.^{10.70}

Aunque el agua residual doméstica por sí misma es alcalina y no ataca al concreto, en muchos casos se ha observado daño severo de los ductos de drenaje, especialmente a temperaturas regularmente altas,^{10.10} cuando compuestos de azufre llegan a reducirse por bacteria anaeróbica a H_2S . Éste no es un agente destructivo en sí mismo, pero se disuelve en películas de humedad sobre la superficie expuesta del concreto y es sometido a oxidación por bacteria anaeróbica, produciendo finalmente ácido sulfúrico. Por lo tanto, el ataque ocurre arriba del nivel de flujo del drenaje. La pasta de cemento endurecido se disuelve gradualmente, y tiene lugar el deterioro progresivo del concreto.^{10.27} Una forma algo similar de ataque puede ocurrir en tanques costeros de almacenamiento de petróleo.^{10.134}

El ácido sulfúrico es particularmente agresivo porque, además del ataque de sulfatos de la fase de aluminato, ocurre el ataque de ácido sobre el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ y C-S-H. Por lo tanto, la reducción en el contenido de cemento del concreto es benéfica^{10.78} siempre que, por supuesto, no se perjudique la densidad del concreto.

El concreto es generalmente resistente al ataque microbiológico, pues su alto pH no favorece esta acción; a pesar de todo, en ciertas condiciones tropicales, afortunadamente raras, algunas algas, hongos y bacterias pueden emplear nitrógeno atmosférico para formar ácido nítrico que ataca al concreto.^{10.73}

Los aceites lubricantes y el líquido para aparatos hidráulicos, algunas veces salpicados sobre zonas de estacionamiento de concreto en aeropuertos, se descomponen

cuando se calientan por gases de escape y reaccionan con el $\text{Ca}(\text{OH})_2$, causando así disolución completa.^{10.69}

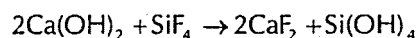
Se han desarrollado varias pruebas físicas y químicas sobre la resistencia del concreto a los ácidos,^{10.7} pero no hay procedimientos estándares. Es esencial que las pruebas se ejecuten sujetas a condiciones realistas porque, cuando se emplea un ácido concentrado, todos los cementos se disuelven y ninguna valoración de su cualidad relativa es posible. Por esta razón, se requiere cuidado en la interpretación de resultados de las pruebas aceleradas.

La necesidad de pruebas sujetas a condiciones específicas surge del hecho de que el pH solo no es un indicador adecuado del ataque potencial: la presencia del CO_2 con relación a la dureza del agua también influye en la situación. Un aumento en la rapidez de flujo del medio atacante, y en su temperatura y presión, todos incrementan el ataque.

El empleo de cementos mezclados que incluyen escoria de alto horno granulada y molida, puzolanas, y especialmente humo de sílice, es benéfico en reducir el ingreso de sustancias agresivas. La acción puzolánica también fija el $\text{Ca}(\text{OH})_2$, el cual es usualmente el producto más vulnerable de la hidratación del cemento en lo que corresponde al ataque de ácidos. Sin embargo, el comportamiento del concreto depende más de su calidad que del tipo de cemento utilizado.

La resistencia del concreto al ataque químico se aumenta con dejarlo secar bien antes de la exposición, pero siguiendo un curado adecuado. Una capa delgada de carbonato de calcio (producido por la acción del CO_2 sobre la cal) se forma entonces, bloqueando los poros y reduciendo la permeabilidad de la zona superficial. Se sigue que el concreto prefabricado es generalmente menos vulnerable al ataque que el concreto colado en el lugar.

La buena protección del concreto del ataque de ácidos se obtiene sometido al concreto prefabricado a un vacío con la acción del gas de tetrafluoruro de silicio.^{10.11} Este gas reacciona con la cal:



El $\text{Ca}(\text{OH})_2$ también se puede fijar por tratamiento con cristal de agua diluido (silicato de sodio). Luego se forman silicatos de calcio, llenando los poros.

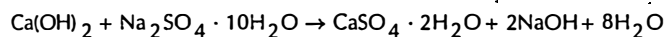
El tratamiento con fluorosilicato de magnesio es también posible. Los poros llegan a llenarse y la resistencia del concreto al ácido aumenta también ligeramente, probablemente a causa de la formación de gel silicofluórico coloidal. Existen ahora numerosos métodos de tratamiento superficial,^{10.93} pero este tema está fuera del alcance del presente libro.

Ataque de sulfatos sobre del concreto

Las sales sólidas no atacan al concreto, pero, cuando están presentes en solución, pueden reaccionar con la pasta de cemento hidratado. Particularmente comunes son los sulfatos de sodio, potasio, magnesio y calcio, los cuales se presentan en el suelo o en agua freática. Puesto que la solubilidad del sulfato de calcio es baja, las aguas freáticas con un contenido alto de sulfatos contienen otros sulfatos además del sulfato de calcio. La importancia de esto se halla en el hecho de que esos otros sulfatos reaccionan con los diversos productos de la hidratación del cemento y no sólo con el Ca(OH)_2 .

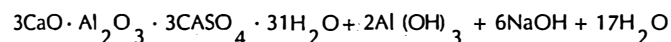
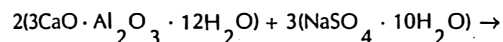
Los sulfatos del agua freática son usualmente de origen natural, pero también pueden venir de fertilizantes o de efluentes industriales. Éstos contienen, algunas veces, sulfato de amonio, el cual ataca a la pasta de cemento hidratado^{10.83} al producir yeso.^{10.95} El suelo de algunos sitios industriales fuera de uso, particularmente instalaciones fabriles de gas, pueden contener sulfatos y con frecuencia también otras sustancias agresivas. Los sulfuros se pueden oxidar a sulfatos con algunas condiciones, por ejemplo, aire comprimido utilizado en excavación. Las reacciones de los varios sulfatos con la pasta de cemento endurecido son como sigue.

El sulfato de sodio ataca al Ca(OH)_2 :



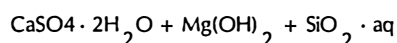
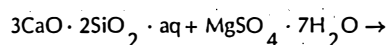
Este es un ataque de tipo ácido. En agua que fluye, el Ca(OH)_2 se puede lixiviar completamente, pero si el NaOH se acumula, se alcanza el equilibrio, depositándose sólo una parte del SO_3 como yeso.

La reacción con el aluminato de calcio se puede formular como sigue:^{10.7}



El sulfato de calcio ataca sólo al hidrato de aluminato de calcio, formando sulfoaluminato de calcio ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) conocido como *etringita*. El número de moléculas de agua puede ser 32 o 31, lo que depende de la presión de vapor ambiental.^{10.74}

Por otro lado, el sulfato de magnesio ataca a los hidratos de silicato de calcio, así como al Ca(OH)_2 y al hidrato de aluminato calcio. El patrón de reacción es:



Por causa de la muy baja solubilidad del Mg(OH)_2 , esta reacción prosigue hasta la terminación, de modo que, en ciertas condiciones, el ataque por sulfato de magnesio es más severo que por otros sulfatos. Una reacción adicional entre el Mg(OH)_2 y el gel de sílice es posible y puede también causar deterioro.^{10.23} La consecuencia crítica del ataque por el sulfato de magnesio es la destrucción de C-S-H.

Mecanismos del ataque

La formación de etringita que resulta del ataque del sulfato de calcio no difiere de la reacción correspondiente en el cemento expansivo de tipo K (véase la página 311), pero, puesto que ocurre en concreto endurecido, con frecuencia es destructora; de ahí que, algunas veces, la reacción se menciona como *expansión retrasada de etringita*. El mecanismo de esta expansión se debate todavía, participando dos escuelas de pensamiento principales.

Mather^{10.81} y muchos otros son de la opinión de que la reacción entre el sulfato de calcio y el C_3A es topoquímica, es decir, es una reacción de estado sólido, que no comprende solución y nueva precipitación, lo cual permitiría movimiento del producto recientemente formado lejos de la localización original. Tal movimiento no daría por resultado el desarrollo de presión. Si el producto de la reacción topoquímica ocupa un volumen más grande que el volumen de los dos compuestos originales, entonces se crean fuerzas expansivas y destructoras. En el caso de la reacción entre el sulfato de calcio y el Ca(OH)_2 , no hay aumento total de volumen,^{10.74} pero, por causa de las diferencias en solubilidad del C_3A y el yeso, se forma etringita orientada y acicular en la superficie del C_3A . Así, hay un aumento local de volumen y, al mismo tiempo, un aumento de porosidad en otra parte.^{10.75}

La segunda escuela de pensamiento, cuyo protagonista principal es Mehta,^{10.83} atribuye el desarrollo de fuerzas expansivas a la presión de expansión inducida por la adsorción de agua por la etringita originalmente coloidal, la cual se precipitó en la solución en presencia de cal. Así, se piensa que la formación de etringita *per se* es la causa de la expansión. Sin embargo, Odler y Glasser^{10.75} señalan que un aumento de agua que proviene del medio ambiente no es una condición necesaria para que ocurra expansión. No obstante, la expansión aumenta significativamente en condiciones húmedas,^{10.75} de manera que es probable que los dos mecanismos de expansión analizados arriba estén involucrados en etapas diferentes.^{10.82} Se deberá agregar que el concepto de fuerzas expansivas inducidas por cristalización

per se, adelantado por algunos investigadores, parece erróneo.

La etringita se puede formar también por la reacción entre el sulfato y C_4AF , pero esta etringita es cercanamente amorfa y no se ha informado de expansión que dañe.^{10.75} No obstante, la norma ASTM C 150-94 prescribe un límite sobre el contenido combinado de C_3A y de C_4AF (véase la página 52) cuando se requiere resistencia a sulfatos.

Las consecuencias del ataque de sulfatos incluyen no sólo expansión y agrietamiento destructivos, sino también una pérdida de resistencia del concreto debido a la pérdida de cohesión en la pasta de cemento hidratado y de adhesión entre ésta y las partículas de agregado. El concreto atacado por sulfatos tiene una, apariencia blanquecina característica. El daño comienza usualmente en las orillas y esquinas, y es seguido por agrietamiento y desconchamiento progresivos, los cuales reducen el concreto a un estado frágil y hasta blando.

El ataque ocurre sólo cuando la concentración de sulfatos excede cierto umbral. Arriba de éste, la rapidez del ataque de sulfatos aumenta con un aumento en la resistencia de la solución, pero más allá de una concentración de alrededor de 0.5 por ciento de $MgSO_4$ o de uno por ciento de Na_2SO_4 , la rapidez del aumento en la intensidad del ataque se vuelve menor.^{10.7} Una solución saturada de $MgSO_4$ conduce a deterioro serio del concreto, aunque con una relación agua/cemento baja esto ocurre sólo después de 2 o 3 años.^{10.13}

La clasificación de la severidad de exposición recomendada por el ACI 201.2R-92^{10.42} está dada en la tabla 10.7. El enfoque de la norma BS 8110 Parte 1:1985 es algo más elaborada en que hay más subdivisiones correspondientes a las condiciones de exposición "severas" de ACI 201.2R-92. El enfoque británico es usualmente expresar el sulfato como SO_3 mientras que el ACI emplea SO_4 ; al multiplicar el primero por 1.2 lo convierte en el último.

Se deberá observar que, en ciertas condiciones, la concentración de sulfatos en el agua se puede aumentar en forma

importante por evaporación. Este es el caso del salpicado de agua de mar sobre superficies horizontales y sobre la superficie de torres de enfriamiento^{10.79}.

Además de la concentración del sulfato, la velocidad del ataque contra el concreto depende también de la rapidez a la cual el sulfato removido por la reacción con el cemento se puede recuperar nuevamente. Así, en la estimación del peligro de ataque de sulfato, se debe conocer el movimiento de agua freática. Cuando un lado del concreto se expone a la presión del agua que lleva sulfato, la rapidez del ataque será la mayor. Del mismo modo, la saturación y el secado alternados conducen a deterioro rápido. Por otro lado, cuando el concreto está completamente enterrado, sin un canal para el agua freática, las condiciones serán mucho menos severas.

Factores que mitigan el ataque

El propósito de la clasificación de la severidad de exposición a sulfatos mostrada en la tabla 10.7 es para sugerir medidas de prevención. Se pueden emplear dos soluciones. La primera es reducir al mínimo el contenido de C_3A del cemento, es decir, utilizar cemento resistente a sulfatos esto se analiza en la página 52. La segunda solución es reducir la cantidad de $Ca(OH)_2$ de la pasta de cemento hidratado mediante el uso de cementos mezclados que contengan escoria de alto horno o puzolana. El efecto de la puzolana es doble. Primero, reacciona con el $Ca(OH)_2$, de modo que el $Ca(OH)_2$ ya no está disponible para reaccionar con sulfatos. Segundo, comparado con cemento portland únicamente, el mismo contenido de cemento mezclado por metro cúbico de concreto da por resultado menos $Ca(OH)_2$. Estas medidas son útiles, pero todavía más importante es la prevención del ingreso de sulfatos dentro del concreto: esto se logra haciendo el concreto tan denso como se pueda y con una permeabilidad tan baja como sea posible. Esto nunca se debe olvidar: por ejemplo, el uso de concreto pobre en los apoyos o cimentación de alcantarillas produce partes vulnerables en una construcción que posiblemente sería durable de otro modo.

En lo que concierne a la selección del cemento, el ACI 201.2R-92^{10.42} recomienda, para exposición moderada, el empleo de cemento del tipo II o de cemento mezclado con escoria de alto horno o puzolana. Para exposición severa, el cemento resistente a sulfatos es la elección preferida; para exposición muy severa, se requiere una mezcla de cemento resistente a sulfatos y puzolana (entre 25 y 40 por ciento por peso del material cementante total) o escoria de alto horno (no menos de 70 por ciento por peso) *probada* para mejorar la resistencia a sulfatos.^{10.135} La propiedad importante de la

Tabla 10.7 Clasificación de la severidad de ambiente de sulfatos de acuerdo con el ACI 201.2R-92^{10.42}

Exposición	Concentración de sulfatos solubles expresados en SO_4	
	En el suelo (%)	En el agua (ppm)
Suave	< 0.1	< 150
Moderada	0.1 a 0.2	150 a 1500
Severa	0.2 a 2.0	1500 a 10000
Muy severo	> 2.0	> 10000

escoria de alto horno es su contenido de alúmina;^{10.80} el consejo sobre esto se da en la norma ASTM C 989-93 y en la ref. 10.135. Se deberá observar que no todas las puzolanas son benéficas: es deseable un bajo contenido de óxido de calcio; específicamente, la ceniza volante de clase C disminuye la resistencia a los sulfatos del concreto.^{10.76}

La razón por la que el cemento resistente a sulfatos solo es inadecuado cuando está expuesto a condiciones severas es que no sólo hay presencia de sulfato de calcio sino también de otros sulfatos. Por lo tanto, aunque el cemento resistente a sulfatos no contiene suficiente C_3A para la formación de etringita expansiva, el $CA(OH)_2$ presente, y posiblemente también el C-S-H, son vulnerables al ataque de tipo ácido de los sulfatos.

Los requisitos del ACI 201.2R-92^{10.42} reflejan el efecto benéfico que sobre la resistencia a los sulfatos tienen las puzolanas y la escoria de alto horno granulada y molida utilizadas con cemento portland. Las puzolanas también tienen que usarse con cemento de fraguado regulado, el cual solo, muestra una resistencia pobre a los sulfatos. Sin embargo, el reemplazo parcial (20 por ciento) de este cemento por puzolanas reduce la resistencia temprana del concreto,^{10.24} de manera que es dudoso el carácter práctico del uso de cemento de fraguado regulado sujeto a condiciones de ataque de sulfatos.

El humo de sílice incorporado en el concreto es benéfico respecto a la permeabilidad, pero las pruebas en pasta de cemento endurecido indican que el efecto del humo de sílice en varios ambientes con sulfatos no está claro.^{10.126}

El cemento supersulfatado ofrece resistencia muy alta a los sulfatos, especialmente si su componente de cemento portland es de la variedad resistente a los sulfatos.

El curado con vapor de agua a alta presión mejora la resistencia del concreto al ataque de sulfatos. Esto se aplica a concretos hechos tanto con cementos resistentes a sulfatos como con portland ordinarios, pues la mejoría se debe al cambio del C_3AH_6 a una fase menos reactiva, y también a la eliminación del $CA(OH)_2$ por la reacción con sílice.

Vale la pena observar que, por causa de cambios en solubilidad con la temperatura, la expansión causada por la formación de etringita es muy baja a temperaturas superiores de 30 C.^{10.127}

La baja permeabilidad del concreto, como se mencionó en este capítulo, es la consecuencia de una microestructura apropiada de la pasta de cemento endurecido. Con el objeto de lograr ésta, se necesita especificar las proporciones de la mezcla. Se tienen tres enfoques posibles, siendo empleados uno o más de éstos por varios reglamentos: especifican-

do una resistencia mínima, especificando una relación agua/cemento máxima, y especificando un contenido mínimo de cemento. La misma selección se aplica cuando se busca una baja permeabilidad del concreto en los casos de protección de otras formas de ataque.

El concepto de asegurar protección del ataque de sulfatos mediante la especificación de un contenido mínimo de cemento no tiene una base científica. Como Mather^{10.25} lo señala, por ejemplo, con 356 kg de cemento portland ordinario por metro cúbico de concreto es posible obtener concretos que varían en resistencia en cilindros desde 14 hasta 41 MPa, lo que depende de la relación agua/cemento y del revenimiento. Por supuesto la durabilidad de estos concretos variará enormemente.

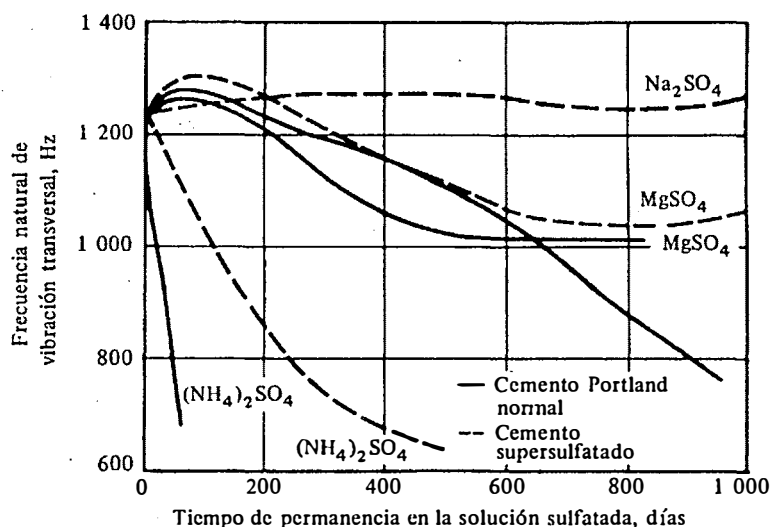
El uso de la resistencia para propósitos de especificación es conveniente, pero la resistencia sólo refleja la relación agua/cemento; esto es lo que tiene importancia para la densidad y la permeabilidad, como se analizó en la página 186. Sin embargo, especificar la relación agua/cemento sin considerar la naturaleza del cemento utilizado es inadecuado: antes, en esta sección, se hizo referencia a la influencia de los varios cementos mezclados sobre la resistencia a sulfatos.

Pruebas sobre resistencia a sulfatos

La resistencia del concreto al ataque de sulfatos se puede probar en el laboratorio mediante el almacenamiento de especímenes en una solución de sulfato de sodio o de magnesio, o en una mezcla de los dos. El mojado y el secado alternados aceleran el daño a causa de la cristalización de sales en los poros del concreto. Los efectos de la exposición se pueden estimar por la pérdida de resistencia del espécimen, por cambios en su módulo dinámico de elasticidad, por su expansión, por su pérdida de masa, o se pueden valorar incluso visualmente.

La figura 10.9 muestra el cambio del módulo dinámico de mortero de 1:3 inmerso (después de curado húmedo de 78 días) en una solución de 5 por ciento de diferentes sulfatos.^{10.9} El método de prueba de la norma ASTM C 1012-89 emplea inmersión de mortero bien hidratado en una solución de sulfatos, y considera la expansión excesiva como un criterio de falla bajo ataque de sulfatos. Esta prueba se puede emplear para valorar los efectos de utilizar varios materiales cementantes en la mezcla. Sin embargo, puesto que es mortero y no concreto lo que se prueba, algunos efectos físicos de materiales tales como el humo de sílice o rellenos no se reflejan en la prueba. Una desventaja adicional de la prueba es que es lenta, y se requieren a veces varios

Figura 10.9 Efecto de la inmersión en una solución de sulfato de 5 por ciento sobre el módulo dinámico de elasticidad de morteros de 1:3 hechos con cemento portland ordinario y con cemento supersulfatado.^{10,9}



meses antes de que se pueda registrar la falla o inferir su ausencia.

Como una opción respecto a la inmersión en una solución de sulfato, la norma ASTM C 452-89 prescribe un método en el cual cierta cantidad de yeso se incluye en la mezcla de mortero original. Esto hace más rápida la reacción con C_3A , pero el método no es apropiado para su empleo con cementos mezclados, en los cuales algún material cementante está todavía sin hidratar en la etapa de ponerse en contacto con los sulfatos. Esto es así porque en la prueba de la norma ASTM C 452-89, el criterio de resistencia a los sulfatos es la expansión a la edad de 14 días.

Puede ser importante mencionar una prueba más, a saber, la norma ASTM C 1038-89, la cual determina la expansión de mortero hecho con cemento portland, del cual el sulfato es una parte integral. Así, la prueba identifica el contenido excesivo de sulfato de un cemento portland más bien que el ataque por sulfatos externos.

Todas las pruebas de ASTM se efectúan sobre morteros de proporciones prescritas y, en consecuencia, son más sensibles a la resistencia química del cemento que a la estructura física de la pasta de cemento endurecido de un concreto real.

Eflorescencia

La disolución de los compuestos de cal, mencionada antes, en algunas circunstancias puede conducir a la formación de depósitos de sal sobre la superficie del concreto, conocida como eflorescencia. Esto se encuentra, por ejemplo, cuando el agua se filtra a través de concreto mal compactado o a

través de grietas o a lo largo de juntas no bien hechas, y cuando puede suceder evaporación en la superficie del concreto. El carbonato de calcio formado por la reacción de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ con CO_2 es dejado atrás en la forma de un depósito blanco y se encuentran también depósitos de sulfato de calcio.

Es más probable que la eflorescencia ocurra en concreto que es poroso cerca de la superficie. Así, el tipo de cimbra puede desempeñar un papel, además del grado de compactación y de la relación agua/cemento.^{10,28} La presencia de la eflorescencia es mayor cuando el clima atmosférico frío y húmedo es seguido por un ciclo seco y caliente; en este orden consecutivo hay poca carbonatación inicial, la cal es disuelta por la humedad superficial, y el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ es finalmente sacado a la superficie.^{10,28}

El uso del agregado de la costa del mar, sin lavar, puede también causar la eflorescencia. La sal que recubre la superficie de las partículas del agregado puede, finalmente, conducir a un depósito blanco sobre la superficie del concreto. El yeso y los álcalis del agregado tienen un efecto similar. El transporte de sales proveniente del suelo a través del concreto poroso hasta una superficie seca también puede dar por resultado la eflorescencia.

Con excepción del aspecto de lixiviación, la eflorescencia tiene importancia sólo en la medida en que estropea la apariencia del concreto.

La eflorescencia temprana se puede remover con un cepillo y agua. Los depósitos fuertes pueden requerir tratamiento con ácido de la superficie de concreto. Tal tratamiento se puede también emplear para remover material débil sobre la superficie del concreto arquitectónico y para restaurar la

aspereza de superficies de piso.^{10.29} El ácido utilizado es HCl, diluido a partir de su forma concentrada en una relación de 1:20 o 1:10. Comúnmente, el espesor de la capa de ácido (aplicado con una esponja) sería de 0.5 mm la cantidad empleada de una solución de 1:10 de ácido sería 200 g/m², y la profundidad de concreto removido alrededor de 0.01 mm. La acción del ácido se detiene cuando se ha acabado la reacción con la cal, pero el concreto se deberá lavar para remover las sales que se hayan formado.^{10.29}

Puesto que el ácido remueve la cal, la superficie del concreto se vuelve más oscura. Por esta razón, lo mismo que para evitar "demasias" locales, el ácido se debe aplicar uniformemente en cuanto a concentración, cantidad y duración de la acción. El tratamiento con ácido es una operación muy delicada y es esencial probarla bien en muestras de concreto.

Otro defecto superficial es la apariencia de manchas oscuras de forma irregular, que son visibles en la dirección de la luz. Su origen es totalmente diferente de las eflorescencias: son depósitos de pasta de cemento, casi sin poros. Que son causadas por la acción de partículas gruesas de cemento que se han hidratado sólo en localizaciones donde la relación agua/cemento es muy baja. Es la falta de hidratación y de producción de cal lo que conduce al color oscuro. Tal segregación de partículas gruesas de cemento puede ser causada por una acción de filtración de una cimbra con fugas de partículas de agregado. Con el tiempo, la hidratación puede tenerse lugar y el color oscuro puede desaparecer.^{10.30}

Efectos del agua de mar sobre el concreto

El concreto expuesto al agua de mar puede estar sujeto a varias acciones químicas y físicas. Estas acciones incluyen ataque químico, corrosión del acero de refuerzo inducida por cloruro, ataque de congelación y de deshielo, exposición a la sal, y abrasión por arena en suspensión y por hielo. La presencia y la intensidad de estas varias formas de ataque dependen de la localización del concreto con respecto al nivel del mar. Estas formas de ataque se considerarán más adelante en este capítulo, y en el capítulo 11, comenzando con el ataque químico, que es el tema de esta sección.

La acción química del agua de mar sobre el concreto surge del hecho de aquella contiene varias sales disueltas. La salinidad total es típicamente de 3.5 por ciento. Los valores específicos son 0.7 por ciento en el Mar Báltico, 3.3 por ciento en el Mar del Norte, 3.6 por ciento en los océanos Atlántico e Índico, 3.9 por ciento en el Mar Mediterráneo, 4.0 por ciento en el Mar Rojo, y 4.3 por ciento en el Golfo

Pérsico-Árabe. En todos los mares, la relación de las sales individuales es relativamente constante; por ejemplo, en el Océano Atlántico, la concentración de iones (en porcentajes) es como sigue: 2.00 cloruro, 0.28 sulfato, 1.11 sodio, 0.14 magnesio, 0.05 calcio y 0.04 potasio. El agua de mar también contiene CO₂ disuelto. Las áreas costeras de poca profundidad en climas cálidos, donde la evaporación es alta, pueden ser muy saladas. El Mar Muerto es el caso extremo su salinidad es de 31.5 por ciento, es decir, casi nueve veces la de los océanos, pero la concentración de sulfatos es menor que en los océanos.^{10.91}

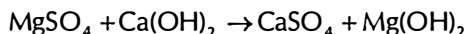
El pH del agua de mar varía entre 7.5 y 8.4; el valor promedio en equilibrio con el CO₂ atmosférico es 8.2.^{10.79} El ingreso del agua de mar en el concreto *per se* no rebaja significativamente el pH del agua de poros de la pasta de cemento endurecido: el valor más bajo del que se informa es 12.0.^{10.86}

La presencia de una cantidad grande de sulfatos en el agua de mar podría conducir a la expectación de ataque de sulfatos. En realidad, la reacción entre los iones de sulfatos y tanto C₃A como C-S-H sucede, lo que da por resultado la formación de etringita, pero esto no está asociado con expansión dañina porque la etringita, así como el yeso, es soluble en presencia de cloruros^{10.7} puede ser lixiviada por el agua de mar. Se sigue que el empleo de cemento resistente a sulfatos en el concreto expuesto al agua de mar no es esencial, pero se recomienda un límite de 8 por ciento en C₃A cuando el contenido de SO₃ es de menos de 3 por ciento; se pueden utilizar cementos con un contenido de C₃A hasta de 10 por ciento, siempre que el contenido de SO₃ no exceda de 2.5 por ciento.^{10.90} Parece que el exceso de SO₃ es lo que conduce a una expansión retrasada del concreto. Las mismas pruebas^{10.90} confirmaron que el CAF también conduce a la formación de etringita, así que se deberá observar el requisito de la norma ASTM C 150-94 para el efecto de que el contenido de 2C₃A + CAF sea menos de 25 por ciento del clinker para cemento resistente a sulfatos.

Los comentarios y requerimientos precedentes se aplican al concreto inmerso permanentemente en el agua, lo cual representa condiciones de exposición relativamente protegidas^{10.88} porque se alcanza un estado constante de saturación y de concentración de sal, de manera que la difusión de iones se reduce en forma importante. La alternancia de mojado y secado representa condiciones más severas porque puede ocurrir una acumulación de sales dentro del concreto, como consecuencia del ingreso de agua de mar, seguido por la evaporación de agua pura y en consecuencia las sales residuales. Puesto que el efecto más dañino del agua de mar sobre las estructuras de concreto surge de la acción de los cloruros sobre el acero de refuerzo, la acumula-

ción de sales se analizará en el capítulo 11, en la sección de ataque de cloruros.

La acción química del agua de mar sobre el concreto es como sigue. El ion de magnesio presente en el agua de mar actúa en lugar del ion de calcio:



El Mg(OH)_2 que resulta, conocido como brucita, se precipita en los poros de la superficie del concreto, formado así una capa superficial de protección que impide la reacción adicional. Algo de CaCO_3 , precipitado en la forma de aragonita, que surge de la reacción de Ca(OH)_2 con CO_2 , puede también estar presente. Los depósitos de precipitados, comúnmente de un espesor de 20 a 50 μm , se forman rápidamente;^{10,84} ellos se han observado en muchas estructuras del mar sumergidas totalmente. La naturaleza bloqueadora de la brucita hace a esta formación autolimitante. Sin embargo, si la abrasión puede remover el depósito superficial, entonces continúa la reacción por el ion de magnesio disponible libremente en el agua de mar.

Esta situación es un ejemplo de la acción sinérgica de los diferentes modos de ataque por el mar; la acción de las olas aumenta el ataque químico, y el ataque químico por medio de la formación y cristalización de sales, vuelve al concreto más vulnerable a la erosión por la acción de olas, y a la abrasión por la arena suspendida en el agua de mar.

Exposición a la intemperie con sal

Cuando el concreto es mojado repetidamente por el agua de mar, con períodos alternados de secado durante los cuales se evapora agua pura, algo de las sales disueltas en el agua de mar se dejan como residuos en la forma de cristales, principalmente sulfatos. Estos cristales se rehidratan y crecen en condiciones de mojado subsecuente, y con esto ejercen una fuerza expansiva en la pasta de cemento endurecido circundante. Tal exposición a la intemperie, conocida como exposición a la intemperie con sal, ocurre especialmente cuando la temperatura es alta y la insolación es fuerte, de manera que el secado ocurre rápidamente en los poros a cierta profundidad a partir de la superficie. Así, las superficies mojadas intermitentemente son vulnerables; es el caso de las superficies del concreto en la zona de mareas y en la zona de salpicado. Las superficies horizontales o inclinadas están particularmente propensas a la exposición a la intemperie con sal, y también lo están las superficies mojadas repetidamente pero no a intervalos cortos, de modo que el secado completo puede tener lugar.

El agua con sal se puede elevar por absorción, es decir, por acción capilar; la evaporación de agua pura de la superficie

deja cristales de sal, los cuales, cuando se vuelven a mojar, pueden causar destrucción.

La exposición a intemperie con sal puede ocurrir no sólo como consecuencia del rociado directo por agua de mar, sino también cuando la sal llevada por el aire -la cual se ha depositado sobre la superficie del concreto- llega a disolverse por el rocío, y esto es seguido por evaporación. Tal comportamiento se ha observado en áreas del desierto donde la gran caída de la temperatura en las pocas horas de la noche reduce la humedad relativa del aire hasta el punto en que ocurre la condensación en la forma de rocío.

La exposición a la intemperie con sal se puede extender hasta una profundidad de varios milímetros: la pasta de cemento endurecido y, las partículas de agregado fino embebidas son removidas, dejando a las partículas de agregado grueso expuesto. Con el tiempo, estas partículas pueden llegar a aflojarse, exponiendo con ello más pasta de cemento endurecido la cual, a su vez, llega a estar propensa a exposición a la intemperie con sal. En esencia, este proceso es similar a la exposición a la intemperie con sal de las rocas porosas.

Se deberá agregar que, a menos que sea denso y tenga muy baja absorción, el agregado mismo está propenso al daño. Evidentemente, tal agregado no se deberá emplear en concreto expuesto a condiciones que propician la intemperie con sal, de manera que la selección del agregado conveniente tiene importancia considerable.^{10,85} Puesto que el ataque al concreto por exposición a la intemperie con sal es de naturaleza física, el tipo de cemento utilizado tiene poca importancia per se, pero, la selección de la mezcla de concreto es crucial para asegurar la baja permeabilidad de la zona superficial del concreto.

La exposición a la intemperie con sal puede resultar por el empleo de sales para descongelar sobre superficies de concreto en climas fríos. Esto se conoce como descascamiento con sal, tema que se analizará en el capítulo 11.

Una forma peculiar del ataque marino del concreto en agua de mar muy caliente ha sido citado por Bijen.^{10,129} Cuando el agregado de piedra caliza está presente, una clase de ostras y también una clase de esponjas devoran la cal y producen agujeros hasta de 10 mm de diámetro y 150 mm de profundidad. La rapidez de ataque es hasta de 10 mm por año.

Selección del concreto para exposición al agua de mar

El análisis de los diferentes modos de ataque por agua de mar ha recalcado la importancia de la baja permeabilidad del concreto expuesto. Esto se puede lograr por el uso de una baja relación agua/ cemento, una selección apropiada

de los materiales cementantes, buena compactación y ausencia de agrietamiento por contracción, efectos térmicos o esfuerzos en servicio. Es importante para el concreto estar bien curado antes de la exposición al agua de mar. La suposición de que el agua de mar también provee curado es errónea (véase la página 399) a menos que el concreto, una vez inmerso en el agua de mar, permanezca sumergido en forma permanente. Las pruebas con mortero han conducido a una recomendación de un período mínimo de siete días de curado en agua fresca, sin considerar el tipo de cemento empleado^{10.89}

En la página 359 se hizo referencia a la selección de cemento, en lo que corresponde a concreto sumergido totalmente. Para otras condiciones de exposición, el peligro del ingreso de cloruros tiene influencia en la selección del cemento, y por lo tanto, este tema se analiza en la sección que trata del ataque de cloruros en el capítulo 11.

Destrucción por reacción álcali-sílice

En el capítulo 3 se analizaron las reacciones entre los álcalis y la sílice reactiva y algunos carbonatos del agregado. Las consecuencias de la reacción álcali-sílice y el medio para evitar estas consecuencias se van a considerar ahora.

La reacción puede ser destructiva y se manifiesta por el agrietamiento. El ancho de las grietas puede variar desde 0.1 mm hasta 10 mm en caso extremo. Las grietas tienen raramente más de 25 mm, o a lo sumo 50 mm, de profundidad.^{10.136} De ahí que, en la mayor parte de los casos, la reacción álcali-sílice afecta adversamente la apariencia y la utilidad de una estructura, antes que su integridad; en particular, no es afectada en forma importante la resistencia a la compresión del concreto en la dirección del esfuerzo aplicado.^{10.115} Sin embargo, el agrietamiento puede facilitar el ingreso de agentes dañinos.

El patrón de agrietamiento superficial inducido por la reacción álcali-sílice es irregular, recuerda un poco a una enorme tela de araña. Sin embargo, el modelo no es necesariamente distinguible de otro causado por ataque de sulfatos o por congelación y deshielo, o aun por contracción plástica severa. Para cerciorarse de que algún agrietamiento observado se deba a la reacción álcali-sílice, se puede seguir un procedimiento recomendado por un grupo de trabajo de la British Cement Association.^{10.112} Dentro del concreto, se puede ver que muchas de las grietas causadas por la reacción pasan a través de partículas individuales de agregado pero también a través de la pasta de cemento hidratado.

Si la única fuente de álcalis del concreto fuera el cemento portland, entonces la limitación del contenido de álcali del cemento prevendría la ocurrencia de reacciones dañinas. El contenido mínimo de álcali del cemento al cual puede ocurrir la reacción expansiva es 0.6 por ciento de la sosa equivalente. Esto se calcula a partir de estequiometría como el contenido real de Na_2O más 0.658 multiplicado por el contenido de K_2O del clinker. Este método del cálculo del contenido de álcali, el cual no distingue entre sodio y potasio, es conveniente pero simplista. Chatterji^{10.119} halló que los iones de potasio son transportados hacia la sílice más rápidamente que los iones de sodio, y son, por lo tanto, sobre una base de masa por masa, más potencialmente dañinos.

El límite de sosa equivalente de 0.6 por ciento por masa de cemento se halla en el origen del cemento de bajo álcali (véase la página 32) y, de verdad, lo define. Sin embargo, se puede notar que, en casos excepcionales, se ha sabido que cementos con un contenido de álcali aún más bajo han causado expansión.^{10.1}

El antecedente, ofrecido por Hobbs respecto del cemento de bajo álcali^{10.128} puede ser de interés. La reacción álcali-sílice ocurre sólo a concentraciones altas de OH^- , esto es, a valores altos de pH en el agua de poros. Ahora bien, el pH del agua de poros depende del contenido de álcali del cemento. Específicamente, un cemento de alto álcali conduce a un pH entre 13.5 y 13.9, mientras que un cemento de bajo álcali da por resultado un pH de 12.7 a 13.1.^{10.128} Puesto que un aumento de 1.0 en el pH representa un aumento de 10 veces en la concentración de iones de hidroxil, la concentración de iones de hidroxil con un cemento de baja álcali es casi 10 veces menor que cuando se emplea un cemento de alto álcali. Esto es la explicación razonada del empleo de cemento de bajo álcali con agregado potencialmente reactivo.

La suposición de la prevención de una reacción álcali-sílice dañina por la limitación del contenido de álcali del cemento es válida sólo cuando se satisfacen dos condiciones: no hay ninguna otra fuente de álcalis en el concreto, y los álcalis no llegan a estar concentrados en algunas localizaciones, a costa de otros. Tales concentraciones pueden ser causadas por gradientes de humedad o por mojado y secado alternado.^{10.118} Éste puede ser un lugar apropiado para mencionar que los álcalis pueden también llegar a ser concentrados por una corriente eléctrica pasada a través del concreto; esto puede ocurrir cuando se emplea protección catódica para impedir la corrosión del acero ahogado.^{10.114}

Las fuentes adicionales de álcalis del concreto incluyen el cloruro de sodio presente en la arena sin lavar dragada del mar u obtenida del desierto. El empleo de tal arena en el concreto reforzado no se deberá permitir, porque los cloru-

ros favorecen la corrosión del acero (véase el capítulo 11). Otras fuentes internas de álcalis son algunos aditivos, especialmente los superfluidificantes, o hasta el agua de mezclado. Los álcalis de estas fuentes, y también de la ceniza volante y la escoria de alto horno granulada y molida, deberán estar incluidos en el cálculo de la cantidad presente de álcalis, pero sólo tomando una proporción de la cantidad real de álcalis en estos materiales cementantes. No hay acuerdo sobre cuál deberá ser esta proporción, pero la norma BS 5328: Parte 4:1990 utiliza 17 por ciento para ceniza volante y 50 por ciento para escoria de alto horno granulada y molida.

Por causa del origen variado de los álcalis, es lógico limitar el contenido total de éstos en el concreto. La norma británica BS 5328: Parte 1: 1991 especifica un máximo de 3.0 kg de álcalis (expresado como equivalente de sosa) que puede estar presente en 1 m³ de concreto que contenga agregado reactivo a los álcalis. Esta cantidad de álcalis reactivos es determinada por un método británico que es diferente de aquel prescrito por la norma europea EN 196-21:1992; este último método da un valor para el contenido de álcalis de casi 0.025 de punto porcentual más alto que el método británico. Así, cuando se requiere acatamiento de la norma BS 5328:Parte 1: 1991 es importante tener cuidado en la selección del método de prueba para la determinación del contenido de álcalis del cemento.

Medidas preventivas

La exposición de la reacción álcali-sílice, presentado en el capítulo 3, deja claro que el progreso y las consecuencias de la reacción son influidas por las proporciones de varios iones en el agua de poros y por la disponibilidad de los álcalis y de la sílice. En particular, la expansión causada por la reacción álcali-sílice es tanto mayor cuanto mayor es el contenido de sílice reactiva, pero sólo hasta cierto contenido de sílice; a contenidos más altos, la expansión es menor. Esto se ejemplifica en la figura 10.10.^{10.6} Hay así un contenido pésimo de sílice. Este contenido pésimo es más alto a relaciones agua/cemento menores y a contenidos más altos de cemento.^{10.128} La relación de sílice reactivo respecto de los álcalis que corresponde a la expansión máxima se halla usualmente en el rango de 3.5 a 5.5.^{10.128}

Se sigue de lo anterior que mediante la variación del contenido de sílice en el concreto se puede alejar de lo pésimo la relación de sílice/álcali. Específicamente, se ha hallado que la expansión debida a la reacción álcali-sílice se puede reducir o eliminar por la adición a la mezcla de sílice reactiva finamente pulverizada. Esta paradoja aparente se puede explicar mediante la referencia a la figura 10.10, que muestra

la relación entre la expansión de una barra de mortero y el contenido de sílice reactivo de un tamaño que se situó entre los tamices de 850 y 300 µm (ASTM, núm. 20 y núm. 50), es decir, no una forma pulverizada.^{10.6} En el rango de contenidos bajos de sílice, la cantidad mayor de sílice para una cantidad dada de álcalis aumenta la expansión, pero, con valores mayores de contenido de sílice, la situación se invierte: cuanto mayor es el área superficial del agregado reactivo, tanto menor es la cantidad de álcalis disponibles por unidad de área, y tanto menos gel álcali-sílice se puede formar.^{10.6} Por el otro lado, a causa de la movilidad extremadamente baja del hidróxido de calcio, sólo el adyacente a la superficie del agregado está disponible para reacción, de manera que la cantidad de hidróxido de calcio por unidad de área de agregado es independiente de la magnitud del área total superficial del agregado. Así, al aumentar el área superficial aumenta la relación hidróxido de calcio/álcali de la solución en la frontera del agregado. En tales circunstancias, se forma un producto de sílicato de álcali de calcio (que no se expande) no dañino.^{10.8}

Por un argumento similar, el material silíceo finamente dividido añadido a las partículas reactivas gruesas ya presentes reduciría la expansión, aunque la reacción con los álcalis todavía ocurra. Estas adiciones puzolánicas tales como el cristal resistente al calor triturado o la ceniza volante, se han hallado realmente efectivas para reducir la penetración de las partículas más gruesas de agregado. La ceniza volante deberá contener no más de 2 a 3 por ciento de álcalis por masa.^{10.136} Sin embargo, la ceniza volante de clase F, utili-

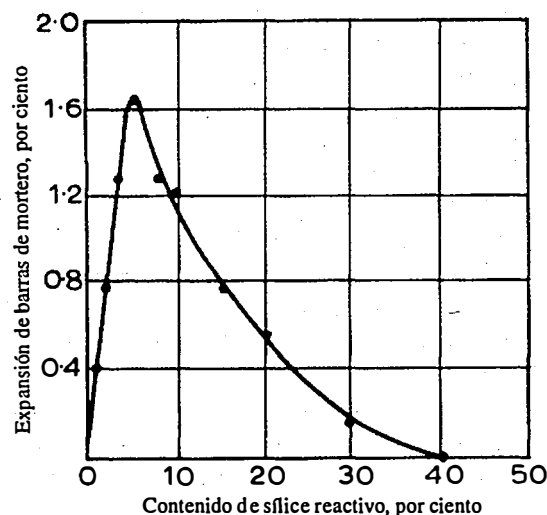


Figura 10.10 Relación entre expansión después de 224 días y contenido de sílice reactivo en el agregado.^{10.106}

zada en una cantidad que representa 58 por ciento (por masa) del material cementante total, ha resultado altamente efectiva para evitar la expansión, aun con un contenido total de álcalis de 5 kg por metro cúbico de concreto.^{10.117} Es importante que la ceniza volante sea fina; si es necesario, se puede recurrir a la molienda para mejorar su efectividad en la reducción de la expansión.

Las puzolanas en la mezcla son benéficas también porque reducen la permeabilidad del concreto (véase el capítulo 13) y, por lo tanto, reducen la movilidad de los agentes agresivos, tanto aquellos presentes en el concreto como los que pueden ingresar. Además, el C-S-H formado por actividad puzolánica incorpora cierta cantidad de álcalis y así rebaja el valor del pH;^{10.136} la influencia del pH sobre la reacción álcali/sílice se analizó antes en esta sección.

El humo de sílice es particularmente efectivo porque el sílice reacciona de manera preferente con los álcalis. Aunque el producto de reacción es el mismo que el que resulta de los álcalis y la sílice reactiva del agregado, la reacción ocurre en la gran superficie de las partículas finas del humo de sílice (véase la página 60). En consecuencia, la reacción no da por resultado la expansión.^{10.116}

La escoria de alto horno granulada y molida es también efectiva para mitigar o evitar los efectos dañinos de la reacción álcali/sílice. Se deberá notar que la presencia de escoria de alto horno granulada y molida da por resultado menor permeabilidad del concreto (véase el capítulo 13). Hay evidencia de que, con cemento portland de escoria de alto horno, un contenido máximo de álcali de 0.9 por ciento es inofensivo cuando el contenido de escoria del cemento no es menor de 50 por ciento.^{10.99} Un contenido de álcali aún más alto, 1.1 por ciento, se considera tolerable según la norma BS 5328:Parte 1:1991. Existe evidencia anecdótica de los beneficios de la escoria de alto horno granulada y molida en lo que corresponde a la peligrosa expansión álcali/sílice. En los Países Bajos, se observó expansión dañina en varias estructuras, pero tal expansión no existía cuando se había usado cemento portland de alto horno.^{10.122}

Para ser efectivos, los diversos materiales cementantes deben estar presentes en proporciones adecuadas al material cementante total. Expresadas por masa, estas proporciones son como sigue: ceniza volante de clase F, al menos 30 o 40 por ciento; humo de sílice, al menos 20 por ciento; escoria de alto horno granulada y molida de 50 a 65 por ciento.^{10.120,10.136} Las cantidades inadecuadas pueden en realidad agravar la situación y aumentar la expansión si se alcanza una relación sílice-álcali particularmente mala (compárese con la figura 10.10). El comportamiento de cualquier puzolana o escoria de alto horno granulada y molida en la prevención de la expansión excesiva debida a

reacción álcali/sílice se deberá probar de acuerdo con la norma ASTM C 441-89. La advertencia contenida en un apéndice a la Norma Canadiense A23.1-94 es muy útil.^{10.111}

La inclusión en el concreto del humo de sílice o de la ceniza volante no será efectiva para prevenir la expansión si los álcalis continúan ingresando en el concreto.^{10.113,10.119} Más generalmente, al considerar el contenido de álcalis en el concreto, se deberá notar que los álcalis que lleva el agua pueden ingresar en algunas estructuras desde el exterior, por ejemplo, a partir de materiales de otras edificaciones adyacentes, o pueden provenir de cloruro de sodio utilizado como agente para descongelar.

Algunas pruebas indican que las sales de litio pueden inhibir las reacciones expansivas, pero no se ha establecido el mecanismo pertinente.^{10.121}

Se deberá notar que, aunque el gel de sílice que resulta de la reacción álcali-sílice se puede formar dentro de burbujas de aire, de ello no se desprende que la inclusión de aire representa un medio de evitar los efectos dañinos de la reacción.

Abrasión del concreto

En muchas circunstancias, las superficies de concreto están sujetas a desgaste. Esto puede deberse a rozamiento por deslizamiento, raspadura o percusión.^{10.14} En el caso de estructuras hidráulicas, la acción de los materiales abrasivos acarreados por el agua conduce a la erosión. Otra causa de daño al concreto en agua que fluye es la cavitación.

Pruebas para resistencia a la abrasión

La resistencia del concreto a la abrasión es difícil de valorar pues la acción del daño varía según la causa exacta del desgaste, y ningún procedimiento de prueba es satisfactorio en evaluar todas las condiciones: la prueba de frotamiento, que incluye bolas que ruedan, rueda de cepillar, o chorro de arena puede ser apropiadas en casos diferentes.

La norma ASTM C 418-90 prescribe el procedimiento para determinar el desgaste por chorro de arena; la pérdida de volumen del concreto sirve como una base para el juicio, pero no como un criterio de resistencia de desgaste en condiciones diferentes. La norma ASTM C 779-89a prescribe tres procedimientos de prueba para empleo en el laboratorio o en el campo. En la *prueba del disco giratorio*, hay aplicado un movimiento giratorio de tres superficies planas impulsadas a lo largo de una trayectoria circular a 0.2 Hz y que individualmente dan vuelta sobre su eje a 4.6 Hz. Se introduce carburo de silicio como material abrasivo. En la

prueba de abrasión de bolas de acero, se aplica una carga a un cabezal rotatorio que está separado del espécimen por bolas de acero. La prueba se efectúa en agua que circula para remover el material de erosión. La prueba de rueda de cepillar utiliza una prensa de taladrar modificada para aplicar una carga a tres juegos de siete ruedas de afilar rotatorias las cuales están en contacto con el espécimen. Se hace girar el cabezal impulsor durante 30 minutos a 0.92 Hz. En todos los casos, la profundidad de desgaste del espécimen se utiliza para medir la abrasión.

Cuando se desea efectuar pruebas de abrasión en núcleos (los cuales son demasiado pequeños para las pruebas de ASTM C 418-90 y C 779-89a), se puede emplear la norma ASTM C 944-90a. Aquí, dos ruedas de cepillo en una prensa de taladrar sujetas a una carga fija se aplican a la superficie del corazón, y se determina la pérdida de masa; también se puede medir la profundidad del desgaste.

Las diversas pruebas tratan de simular los modos de abrasión hallados en la práctica, pero esto no es fácil y en verdad, la dificultad mayor en las pruebas de abrasión es asegurarse de que los resultados de una prueba representan la resistencia comparativa del concreto a un tipo dado de desgaste. Las pruebas prescritas por la norma ASTM 779-89a son útiles para estimar la resistencia del concreto al tránsito pesado peatonal, tráfico vehicular y con llantas cadenas y vehículos de oruga. En términos generales, cuanto más fuerte es la abrasión en servicio, tanto más útil es la prueba en orden creciente de utilidad: disco giratorio, rueda de cepillar, y bolas de acero^{10.32}

La figura 10.11 muestra los resultados de las tres pruebas de la norma ASTM 779-89a sobre diferentes concretos. Por causa de las condiciones arbitrarias de prueba, los valores obtenidos no son comparables cuantitativamente, pero en todos los casos se encontró que la resistencia a la abrasión era proporcional a la resistencia a la compresión del concreto.^{10.20} La prueba de la bola de acero parece más compatible y más sensible que las otras pruebas.

La resistencia del concreto a la abrasión por sólidos que lleva el agua se puede determinar empleando la norma ASTM C 1138-89. En esta prueba, se simula el comportamiento de agua de remolino que contiene partículas suspendidas por medio del movimiento a alta velocidad de bolas de molienda de acero de varios tamaños dentro de un tanque de agua durante un período de 72 horas. La profundidad del desgaste de la superficie de concreto da una medición comparativa.

En una categoría totalmente diferente de valorización de la resistencia del concreto a la abrasión está la prueba del martillo de rebote (véase la página 438): el valor obtenido es

sensible para alguno de los factores que tienen influencia en la resistencia del concreto a la abrasión.^{10.37}

Factores que influyen en la resistencia a la abrasión

La abrasión parece implicar esfuerzo de alta intensidad aplicado localmente de manera que la resistencia y la dureza de la zona superficial del concreto influyan fuertemente en la resistencia a la abrasión. En consecuencia, la resistencia a la compresión del concreto es el factor principal que controla la resistencia a la abrasión. La resistencia mínima requerida depende de la severidad de la abrasión esperada. Los concretos de resistencia muy alta exhiben una gran resistencia a la abrasión: por ejemplo, al aumentar la resistencia a la compresión de 50 a 100 MPa, aumenta la resistencia a la abrasión 50 por ciento, y el concreto de 150 MPa es tan resistente como el granito de alta calidad.^{10.40}

Las operaciones de acabado afectan de manera importante a las propiedades del concreto de la zona superficial; pueden reducir la relación agua/cemento y mejorar la compactación. La deshidratación al vacío es benéfica (véase la página 159). Se debe evitar la presencia de material débil.

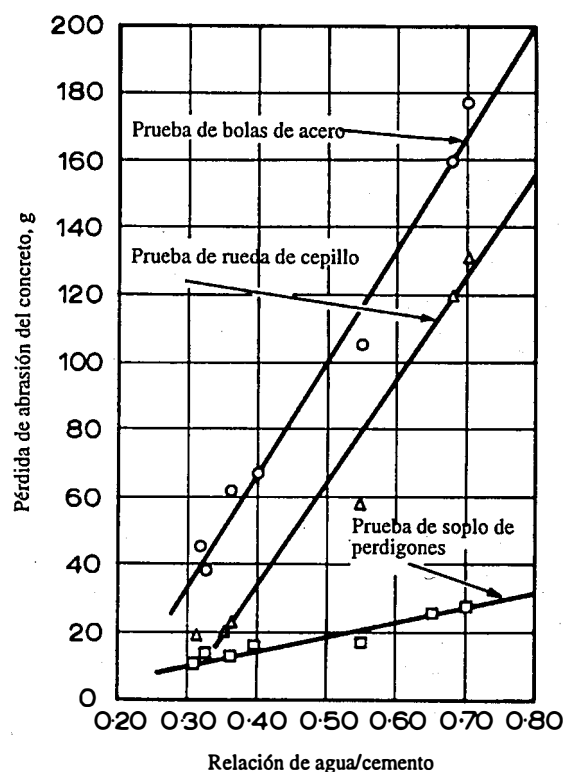


Figura 10.11. Influencia de la relación agua/cemento de la mezcla sobre la pérdida de abrasión de concreto para pruebas distintas^{10.20}

Tabla 10.8 Clasificación de grietas intrínsecas (con base en la ref. 10.33)

Tipo de agrietamiento	Símbolo en la figura (10.12)	Subdivisión	Localización más común	Causa primaria (excluyendo la restricción)	Causas/ factores secundarios	Remedio (suponiendo que un nuevo diseño básico es imposible); en todos los casos reducir restricción	Tiempo de apareamiento	Referencia en este libro
Asentamiento plástico	A	Sobre acero de refuerzo	Secciones profundas		Condiciones de secado rápido temprano	Reducir sangrado o volver a vibrar	10 min a 3 h	página 399 y 424
	B	Arqueo	Parte superior de columnas	Sangrado excesivo				
	C	Cambio de profundidad	Losas pesadas y aligeradas					
Contracción plástica	D	Diagonal	Pavimentos y losas	Secado rápido temprano	Rapidez baja del sangrado	Mejorar el curado temprano	30 min a 6 h	página 398 y 423
	E	Aleatorio	Losas de concreto reforzado					
	F	Sobre acero de refuerzo	Losas de concreto reforzado	Secado rápido temprano o superficie cerca del acero				
Contracción térmica temprana	G	Restricción externa	Muros gruesos	Generación de calor en exceso	Enfriamiento rápido	Reducir calor y/o aislar	1 día a 2 o 3 semanas	página 394 y 399
	H	Restricción interna	Losas gruesas	Gradientes de temperatura en exceso				
Contracción por secado de largo plazo	I		Losas y muros delgados	Juntas ineficientes	Contracción en exceso Curado ineficiente	Reducir contenido de agua Mejorar el curado	Varias semanas o meses	Pp 441
Agrietamiento menudo	J	Contra la cimbra	Muros	Cimbra impermeable	Mezclas ricas Curado pobre	Mejorar el curado y el acabado	1 a 7 días, algunas veces más tarde	Pp 525
	K	Acabado con llana metálica o pulido de cemento	Losas	Demasiado trabajado con llana				Pp 565
Corrosión del acero de refuerzo	L	Carbonatación Cloruro	Columnas y vigas	Cubierta inadecuada	Concreto de baja calidad	Eliminar las causas enlistadas	Más de 2 años	.
Reacción álcali-agregado	M		Localizaciones húmedas	Agregado reactivo más cemento de alto álcali		Eliminar las causas enlistadas	Más de 5 años	Pp 517
Ampolla	N		Losas	Agua de sangrado atrapada	Uso de llana de metal	Eliminar las causas enlistadas	En caso de tocarlo	Pp 528
Agrietamiento D	P		Orillas libres de losas	Agregado dañado por heladas		Reducir tamaño de agregado	Más de 10 años	Pp 544

El curado particularmente bueno es importante; la norma europea ENV 206: 1992 recomienda un período de curado con el doble de duración del normal para lograr buena resistencia a la abrasión.

Las mezclas ricas no son convenientes; un contenido de cemento de 350 kg/m^3 es probablemente un máximo porque el agregado grueso deberá estar presente justamente abajo de la superficie de concreto.

En lo que corresponde al agregado, es conveniente la inclusión de algo de arena triturada,^{10.40} y lo mismo el uso de agregado resistente^{10.38} y duro; sin embargo, la resistencia a la abrasión del agregado, que se determina con la prueba de Los Ángeles (véase la página 85) no parece ser un buen indicador de la resistencia a la abrasión del concreto hecho con un agregado dado.^{10.39} El agregado de peso ligero de alta calidad tiene buena resistencia a la abrasión pues es inherentemente un material cerámico, pero, a causa de su estructura porosa, no es resistente al impacto que puede estar asociado con la abrasión.^{10.87}

El concreto de contracción compensada tiene una resistencia a la abrasión significativamente alta,^{10.94} probablemente porque la ausencia de grietas finas favorecería el progreso de la abrasión.

La consideración del empleo de endurecedores incorporados en la zona superficial del concreto está fuera del alcance de este libro.

Resistencia a la erosión

La erosión es un tipo importante de desgaste que puede ocurrir en el concreto que está en contacto con agua que fluye. Es conveniente distinguir entre erosión debida a partículas sólidas acarreadas por el agua y el daño que causan las picaduras que resultan de las cavidades que forma el agua que cae al fluir a altas velocidades. Lo último se considera en la sección que sigue.

La rapidez de la erosión depende de la cantidad, la forma, el tamaño y la dureza de las partículas que se están transportando, de la velocidad de su movimiento, de la presencia de remolinos, y también de la calidad del concreto.^{10.41} Como en el caso de la abrasión en general, esta cualidad parece medirse mejor por la resistencia a la compresión del concreto, pero la composición de la mezcla también viene al caso.

En particular, el concreto con agregado grande sufre menos erosión que el mortero de igual resistencia, y el agregado duro mejora la resistencia a la erosión. No obstante, en algunas condiciones de desgaste, el agregado de tamaño más pequeño conduce a una erosión más uniforme de la superfi-

cie. En general, a un revenimiento constante, la resistencia a la erosión aumenta con la disminución del contenido de cemento;^{10.15} esto tiene la ventaja de reducir el material débil. A un contenido constante de cemento, la resistencia se mejora con una disminución del revenimiento:^{10.15} esto está probablemente de acuerdo con la influencia general de la resistencia a la compresión.

En todos los casos, por supuesto, es sólo la calidad del concreto de la zona superficial la que cuenta, pero aun el mejor concreto rara vez soportará erosión severa durante períodos prolongados. La deshidratación al vacío y el uso de cimbras permeables son benéficos.

La propensión a la erosión por sólidos en el agua que fluye se puede medir por medio de una prueba de chorro de arena. Aquí, dos mil piezas de perdigón de acero quebrado [del tamaño del tamiz de 850 μm (ASTM, núm. 20)] son arrojadas sujetas a presión de aire de 0.62 MPa desde una boquilla de 6.3 mm contra un espécimen de concreto a 10.2 cm de distancia.

Resistencia a la cavitación

Mientras que el concreto de buena calidad puede soportar flujo de agua constante, tangencial, de alta velocidad, el daño severo ocurre rápidamente en la presencia de cavitación. Es decir la formación de burbujas de vapor cuando la presión absoluta local desciende hasta el valor de la presión del vapor circundante del agua a la temperatura ambiente. Las burbujas o cavidades pueden ser grandes vacíos únicos, que más tarde se desmenuzan y forman nubes de burbujas pequeñas.^{10.16} Fluyen corriente abajo y, al entrar en un área de presión mayor, se colapsan con gran impacto. Puesto que el colapso de las burbujas significa entrada de agua de alta velocidad dentro del espacio previamente ocupado por el vapor, se genera presión extremadamente alta sobre un área pequeña durante intervalos de tiempo muy cortos, y es este colapso repetido sobre una parte dada de la superficie de concreto causa la picadura. El daño más grande lo causan nubes de burbujas diminutas halladas en remolinos. Ellas suelen unirse momentáneamente en la forma de una burbuja grande y amorfa que se colapsa extremadamente rápido.^{10.17} Muchas de las cavidades producen pulsación de una frecuencia alta, y esto parece agravar el daño sobre un área extendida.^{10.18}

El daño por cavitación ocurre en canales abiertos generalmente sólo a velocidades que sobrepasan de 12 m/s,^{10.41} pero en conductos cerrados, aun a velocidades mucho menores cuando hay una posibilidad de caída de presión muy abajo de la atmosférica. Tal caída puede ser causada por acción de sifón, o por inercia en el interior de una curvatura o

sobre irregularidades de frontera; con frecuencia, existe una combinación de éstas. La divergencia de flujo sobre de la superficie del concreto de un canal abierto es una causa frecuente de cavitación. Aunque el advenimiento de la cavitación depende primariamente de cambios de presión (y consecuentemente, también de cambios de velocidad), es especialmente probable que ocurra en presencia de cantidades pequeñas de aire no disuelto en el agua. Estas burbujas de aire se comportan como núcleos en los cuales el cambio de fase de líquido a vapor puede ocurrir más fácilmente. Las partículas de polvo tienen un efecto similar, posiblemente porque ellas "alojan" el aire sin disolver. Por otro lado, las burbujas pequeñas de aire libre en grandes cantidades (hasta de 8 por ciento por volumen cerca de la superficie del concreto), aunque promueven la cavitación, actúan de amortiguador para el colapso de las cavidades. Por tanto, reducen el daño de la cavitación.^{10.19} La aireación deliberada del agua, en consecuencia, puede ser ventajosa.^{10.41}

La superficie de concreto afectada por cavitación es irregular, mellada y picada, en contraste con la superficie desgastada en forma suave del concreto sujeto a erosión por los sólidos que lleva el agua. El daño por cavitación no progresa en forma constante; comúnmente, después de un período inicial de daño pequeño, ocurre el deterioro rápido, seguido por un avance más lento del daño.^{10.19}

La mejor resistencia a la cavitación se obtiene por el empleo de concreto de alta resistencia, posiblemente con la integración de un revestimiento absorbente (que reduce la relación agua/cemento local. El tamaño máximo del agregado cerca de la superficie no deberá exceder de 20 mm (3/4 pulg.),^{10.19} pues la cavitación tiende a remover partículas grandes. La dureza del agregado no es importante (a diferencia del caso de la resistencia a la erosión) pero la buena adherencia entre el agregado y el mortero es vital.

El empleo de polímeros, fibras de acero o recubrimientos elásticos puede mejorar la resistencia a la cavitación, pero estos temas están fuera del alcance de este libro. Sin embargo, aunque el empleo de concreto apropiado puede reducir el daño de la cavitación, ni aun el mejor concreto puede soportar las fuerzas la cavitación por un tiempo indefinido. La solución del problema del daño por cavitación se halla, por lo tanto, principalmente en la reducción de la cavitación. Esto se puede lograr con la provisión de una superficie lisa y bien alineada libre de irregularidades tales como depresiones, salientes, juntas y desalineamientos, y con la ausencia de cambios abruptos en pendiente o curvatura que tienden a apartar el flujo de la superficie. Si es posible, se deberá evitar el aumento local en la velocidad del agua ya que el daño es proporcional a la sexta o séptima potencia de la velocidad.^{10.19}

Tipos de agrietamiento

Puesto que el agrietamiento puede perjudicar la durabilidad del concreto al permitir el ingreso de agentes agresivos, es pertinente repasar brevemente los tipos y causas del agrietamiento. Además, el agrietamiento puede afectar adversamente la impermeabilidad al agua o la transmisión de sonido de las estructuras, o desfigurar su apariencia. Con respecto a la apariencia, el ancho de grieta aceptable depende de la distancia desde la cual se vea y de la función de la estructura, por ejemplo, una sala pública, en un extremo, y una bodega, en el otro. Puede ser útil agregar que el ingreso de polvo hace las grietas más perceptibles; así ocurre con el uso de cemento blanco en el concreto.

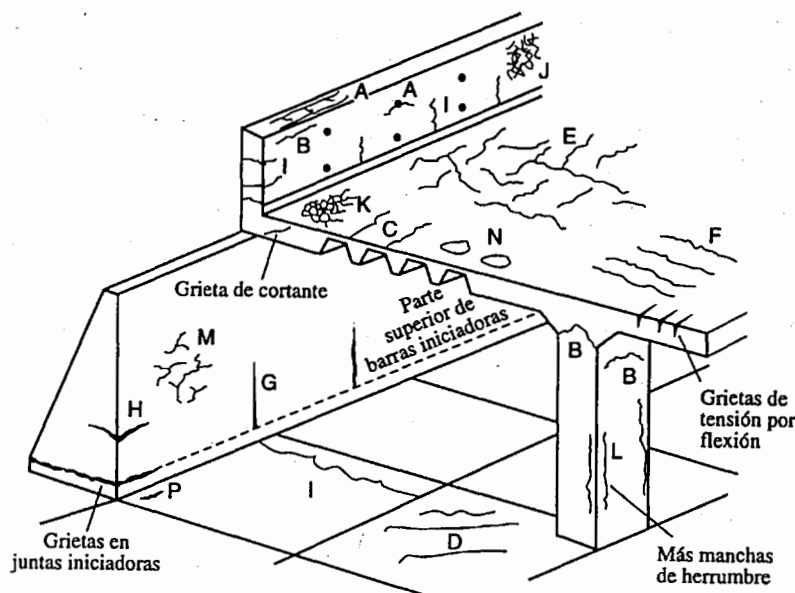
En lo que concierne a la hermeticidad, las grietas muy angostas, que no varían, de 0.12 a 0.20 mm de ancho, pueden filtrar inicialmente.^{10.33,10.34} Sin embargo, el hidróxido de calcio disuelto que se lleva lentamente el agua que se filtra puede reaccionar con el dióxido de carbono atmosférico para depositar carbonato de calcio, el cual sellaría la grieta^{10.33} (véase la página 226).

El agrietamiento que ocurre en el concreto fresco, es decir, agrietamiento plástico por contracción y agrietamiento plástico por asentamiento, se analizó en el capítulo 9. Otro tipo de agrietamiento temprano es conocido como *agrietamiento menudo*, el cual puede ocurrir en losas o muros cuando la zona superficial del concreto tiene un contenido de agua más alto que su interior más profundo. El modelo de agrietamiento menudo parece una red irregular con un espaciamiento de hasta alrededor de 100 mm. Las grietas son muy angostas y se desarrollan tempranamente, pero no se pueden notar hasta que son marcadas por polvo; aparte de la apariencia son de poca importancia.

Además, una clase un poco diferente de daño superficial, conocido como *ampollas*, puede ocurrir si algo de agua de sangrado o de burbujas grandes de aire es atrapado presisamente abajo de la superficie del concreto por una capa delgada de material débil inducida por el acabado. Las ampollas son de 10 a 100 mm de diámetro y de 2 a 10 mm de espesor. En servicio, la capa de material débil llega a separarse, dejando atrás una depresión poco profunda.

En el concreto endurecido, el agrietamiento puede ser causado por la contracción por secado o por movimiento térmico restringido por la edad temprana; éstos se analizaron en los capítulos 9 y 8, respectivamente. Los diversos tipos de grietas no estructurales se presentan en la tabla 10.8 y se muestran esquemáticamente en la figura 10.12^{10.33} Es útil notar que, mientras que una causa particular puede iniciar una grieta, su desarrollo se puede deber a otra causa.^{10.33}

Figura 10.12 Representación esquemática de los diversos tipos de agrietamiento que pueden ocurrir en el concreto (véase la tabla 10.8) (con base en la ref. 10.33)



Así, un reconocimiento de las causas de agrietamiento no siempre es directo.

El agrietamiento también puede ser causado por sobrecargas en relación con la resistencia real del miembro de concreto, pero esto es consecuencia de un diseño inadecuado, o de una construcción que no está en conformidad con la especificación. Es importante recordar que, en el concreto reforzado en servicio, se induce tensión en el acero de refuerzo y en el concreto que lo rodea. El agrietamiento superficial es por lo tanto inevitable, pero, con diseño y detalles estructurales correctos, las grietas son muy angostas y escasamente perceptibles. Las grietas inducidas por esfuerzos tienen un ancho máximo en la superficie del concreto y ahusamiento hacia el acero, pero la diferencia de ancho puede decrecer con el tiempo.^{10.34} El ancho de la grieta en la superficie es tanto mayor cuanto más grande es el recubrimiento del refuerzo.

Deberemos notar que, a partir de consideraciones de energía, es más fácil extender una grieta existente que formar una nueva. Esto explica por qué, con una carga aplicada, cada grieta subsecuente ocurre sujeta a carga mayor que la grieta precedente. El número total de grietas desarrolladas se determina por el tamaño del miembro de concreto, y la distancia entre grietas depende del tamaño máximo de agregado presente.^{10.106}

Puesto que, en condiciones físicas dadas, el ancho total de grieta por unidad de longitud de concreto está fijo y quere-

mos que las grietas sean tan finas como sea posible, es conveniente tener más grietas. Por esta razón, la restricción al agrietamiento deberá ser uniforme a lo largo de la longitud del miembro. La provisión de acero de refuerzo controla el agrietamiento, por contracción, por reducir el ancho de las grietas individuales, pero no el ancho total de todas las grietas tomadas en conjunto. Este tema está fuera del alcance del presente libro.

La importancia del agrietamiento, y el ancho mínimo con el cual una grieta se considera significativa, depende de la función de los miembros estructurales y de las condiciones de exposición del concreto. Reis y otros^{10.105} sugieren los anchos de grieta permisibles siguientes, los cuales ofrecen todavía buena dirección:

Miembros interiores	0.35 mm
Miembros exteriores con condiciones normales de exposición	0.25 mm
Miembros exteriores sujetos a un ambiente particularmente agresivo	0.15 mm

Puede ser pertinente mencionar que, aunque hay una variación entre los observadores, el ancho mínimo de grieta que se puede ver sin el uso de instrumentos ópticos es alrededor de 0.13 mm.

Los dispositivos de amplificación simples hacen posible determinar el ancho de las grietas. Varias técnicas especializadas, tales como pintura electroconductora y resistores que

dependen de la luz, hacen posible determinar el desarrollo del agrietamiento. Sin embargo, de las grietas muy finas son muy comunes pero no son dañinas, de manera que la búsqueda intensa de grietas no tiene objeto.

Referencias

- 10.1 W. C. Hanna, "Additional information on inhibiting alkali-aggregate expansion", J. Amer. Concr. Inst., 48, febrero 1952, pp. 513.
- 10.2 T. C. Powers, H. M. Mann and L. E. Copeland, "The flow of water in hardened portland cement paste", Highw. Res. Bd Sp. Rep. Núm. 40, Washington DC, julio 1959, pp. 308-23.
- 10.3 T. C. Powers, "Structure and physical properties of hardened portland cement paste", J. Amer. Ceramic Soc., 41, enero 1958, pp. 1-6.
- 10.4 T. C. Powers, L. E. Copeland and H. M. Mann, "Capillary continuity or discontinuity in cement pastes", J. Portl. Cem. Assoc. Research and Development Laboratories, 1, núm. 2, mayo 1959, pp. 38-48.
- 10.5 T. C. Powers, L. E. Copeland, J. C. Hayes and H. M. Mann, "Permeability of portland cement paste", J. Amer. Concr. Inst., 51, noviembre 1954, pp. 285-98.
- 10.6 H. E. Vivian, "Studies in cement-aggregate reaction: X. The effect on mortar expansion of amount of reactive component", Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization Bull. núm. 256, Melbourne, 1950, pp. 13-20.
- 10.7 F. M. Lea, "The Chemistry of Cement and Concrete", Arnold, London, 1970.
- 10.8 G. J. Verbeck and C. Gramlich, "Osmotic studies and hypothesis concerning alkali-aggregate reaction", Proc. ASTM, 55, 1955, pp. 1110-28.
- 10.9 J. H. P. Van Aardt, "The resistance of concrete and mortar to chemical attack-progress report on concrete corrosion studies", National Building Research Institute, Bull. núm. 13, South African Council for Scientific and Industrial Research, marzo, 1955, pp. 44-60.
- 10.10 J. H. P. Van Aardt, "Chemical and physical aspects of weathering and corrosion of cement products with special reference to the influence of warm climate", RILEM Symposium on Concrete and Reinforced Concrete in Hot Countries, Haifa, 1960.
- 10.11 L. H. Tuthill, "Resistance to chemical attack", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169, 1956, pp. 188-200.
- 10.12 R. L. Henry and G. K. Kurtz, "Water vapor transmission of concrete and of aggregates", U. S. Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueme, California, junio 1963, pp. 71.
- 10.13 A. M. Neville, "Behaviour of concrete in saturated and weak solutions of magnesium sulphate and calcium chloride", J. Mat., ASTM, 4, núm. 4, diciembre 1969, pp. 781-816.
- 10.14 M. E. Prior, "Abrasion resistance", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169A, 1966, pp. 246-60.
- 10.15 U. S. Army Corps of Engineers, "Concrete abrasion study", Bonneville Spillway Dam, Report 15-1, Bonneville, Or., octubre, 1943.
- 10.16 J. M. Hobbs, "Current ideas on cavitation erosion", Pumping, 5, núm. 51, marzo 1963, pp. 142-9.
- 10.17 M. J. Kenn, "Cavitation eddies and their incipient damage to concrete", Civil Engineering, 61, núm. 724, London, noviembre, 1966, pp. 1404-5.
- 10.18 S. P. Kozirev, "Cavitation and cavitation-abrasive wear caused by the flow of liquid carrying abrasive particles over rough surfaces", Translation by The British Hydromechanics Research Association, febrero 1965.
- 10.19 M. J. Kenn, "Factors influencing the erosion of concrete by cavitation", CIRIA, London, julio 1968, pp. 15.
- 10.20 F. L. Smith, "Effect of aggregate quality on resistance of concrete to abrasion", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 205, 1958, pp. 91-105.
- 10.21 J. Bonzel, "Der Einfluss des Zements, des W/Z Wertes, des Alters und der Lagerung auf die Wasserundurchlässigkeit des Betons", Beton, núm. 9, pp. 379-83; núm. 10, 1966, pp. 417-21.
- 10.22 J. W. Figg, "Methods of measuring the air and water permeability of concrete", Mag. Concr. Res., 25, núm. 85, diciembre 1973, pp. 213-19.
- 10.23 P. J. Sereda and V. S. Ramachandran, "Predictability gaps between science and technology of cements - 2, Physical and mechanical behavior of hydrated cements", J. Amer. Ceramic Soc., 58, núms. 5-6, 1975, pp. 249-53.
- 10.24 G. J. Osborne and M. A. Smith, "Sulphate resistance and long-term strength properties of regulated-set cements", Mag. Concr. Res., 29, núm. 101, 1977, pp. 213-24.
- 10.25 B. Mather, "How soon is soon enough?", J. Amer. Concr. Inst., 73, núm. 3, 1976, pp. 147-50.
- 10.26 L. Rombèn, "Aspects of testing methods for acid attack on concrete", CBI Research, 1:78, Swedish Cement and Concrete Research, Inst., 1978.
- 10.27 H. T. Thornton, "Acid attack of concrete caused by sulfur bacteria action", J. Amer. Concr. Inst., 75, núm. 11, 1978, pp. 577-84.
- 10.28 H. U. Christen, "Conditions météorologiques et efflorescences de chaux", Bulletin du Ciment, 44, núm. 6, Wildeg, Switzerland, junio, 1976, 8 pp.
- 10.29 Bulletin du Ciment, "Traitement des surfaces de béton à l'acide", 45, núm. 21, Wildeg, Switzerland, septiembre, 1977, 6 pp.
- 10.30 Bulletin du Ciment, "Coloration sombre du béton", 45, núm. 23, Wildeg, Switzerland, noviembre, 1977, 6 pp.

- 10.31 L. H. Tuthill, "Resistance to chemical attack", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169B, 1978, pp. 369-87.
- 10.32 R. O. Lane, "Abrasion resistance", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169B, 1978, pp. 332-50.
- 10.33 Concrete Society Report, "Non-structural Cracks in Concrete", Technical Report núm. 22, 3rd Edn, Concrete Society, London, 1992, 48 pp.
- 10.34 ACI 207.2R-90, "Effect of restraint, volume change, and reinforcement on cracking of mass concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 18 pp.
- 10.35 V. G. Papadakis, M. N. Fardis and C. G. Vayenas, "Effect of composition, environmental factors and cement-lime mortar coating on concrete carbonation", Materials and Structures, 25, núm. 149, 1992, pp. 293-304.
- 10.36 D. W. S. Ho and R. K. Lewis, "The specification of concrete for reinforcement protection - performance criteria and compliance by strength", Cement and Concrete Research, 18, núm. 4, 1988, pp. 584-94.
- 10.37 M. Sadegzadeh and R. Kettle, "Indirect and non-destructive methods for assessing abrasion resistance of concrete", Mag. Concr. Res., 38, núm. 137, 1986, pp. 183-90.
- 10.38 P. Laplante, P.-C. Aitcin and D. Vezina, "Abrasion resistance of concrete", Journal of Materials in Civil Engineering, 3, núm. 1, 1991, pp. 19-28.
- 10.39 T. C. Liu, "Abrasion resistance of concrete", ACI Journal, 78, núm. 5, 1981, pp. 341-50.
- 10.40 O. E. Gjorv, T. Baerland and H. H. Ronning, "Increasing service life of roadways and bridges", Concrete International, 12, núm. 1, 1990, pp. 45-8.
- 10.41 ACI 210R-93, "Erosion of concrete in hydraulic structures", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 24 pp.
- 10.42 ACI 201.2R-1992, "Guide to durable concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, pp. 41.
- 10.43 U. S. Bureau of Reclamation, 4913-92, "Procedure for water permeability of concrete", Concrete Manual, Part 2, 9th Edn, Denver, Colorado, 1992, pp. 714-25.
- 10.44 J. F. Young, "A review of the pore structure of cement paste and concrete and its influence on permeability", In Permeability of Concrete, ACI SP-108, Detroit, Michigan, 1988, pp. 1-18.
- 10.45 A. Bisailon and V. M. Malhotra, "Permeability of concrete: using a uniaxial water-flow method", in Permeability of Concrete, ACI SP-108, Detroit, Michigan, 1988, pp. 173-93.
- 10.46 R. A. Cook and K. C. Hover, "Mercury porosimetry of cement-based materials and associated correction factors, ACI Materials Journal, 90, núm. 2, 1993, pp. 152-61.
- 10.47 J. Vuorinen, "Applications of diffusion theory to permeability tests on concrete Part I: Depth of water penetration into concrete and coefficient of permeability", Mag. Concr. Res., 37, núm. 132, 1985, pp. 145-52.
- 10.48 O. Valenta, "Kinetics of water penetration into concrete as an important factor of its deterioration and of reinforcement corrosion", RILEM International Symposium on the Durability of Concrete, Prague, Part Y, 1969, pp. 177-93.
- 10.49 L. A. Larbi, "Microstructure of the interfacial zone around aggregate particles in concrete", Heron, 38, núm. 1, 1993, pp. 69.
- 10.50 A. Hanaor and P. J. E. Sullivan, "Factors affecting concrete permeability to cryogenic fluids", Mag. Concr. Res., 35, núm. 124, 1983, pp. 142-50.
- 10.51 D. Whiting, "Permeability of selected concretes", in Permeability of Concrete, ACI SP-108, Detroit, Michigan, 1988, pp. 195-221.
- 10.52 C. D. Lawrence, "Transport of oxygen through concrete", in The Chemistry and Chemically-Related properties of Cement, Ed. F. P. Glasser, British Ceramic Proceedings, núm. 35, 1984, pp. 277-93.
- 10.53 J. J. Koller, "The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method - a recommendation", Materials and Structures, 22, núm. 129, 1989, pp. 225-30.
- 10.54 RILEM Recommendations CPC-18, "Measurement of hardened concrete carbonation depth", Materials and Structures, 21, núm. 126, 1988, pp. 453-5.
- 10.55 L. J. Parrott, "A review of carbonation in Reinforced Concrete", Cement and Concrete Assn, Slough, U. K. julio 1987, 42 pp.
- 10.56 V. G. Papadakis, C. G. Vayenas and M. N. Fardis, "Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation, ACI Materials Journal, 88, núm. 4, 1991, pp. 363-73.
- 10.57 M. Sohui, "Case study on durability", Darmstadt Concrete, 3, 1988, pp. 199-207.
- 10.58 R. J. Currie, "Carbonation depths in structural-quality concrete", Building Research Establishment Report, Watford, U.K., 1986, 19 pp.
- 10.59 L. Tang and L.-O. Nilsson, "Effect of drying at an early age on moisture distributions in concrete specimens used for air permeability test", in Nordic Concrete Research, Publication 13/2/93, oslo, diciembre, 1993, pp. 88-97.
- 10.60 G. K. Moir and S. Kelham, "Durability 1, Performance of Limestone-filled Cements", Proc. Seminar of BRE/BCA Working party, Watford, U. K. 1989, pp. 7.1-7.8.

- 10.61 L. J. Parrott and D. C. Killoch, "Carbonation in 36 year old, in-situ concrete", *Cement and concrete Research*, 19, núm. 4, 1989, pp. 649-56.
- 10.62 P. Nischer, "Einfluss der Betongüte auf die Karbonatisierung", *Zement und Beton*, 29, núm. 1, 1984, pp. 11-15.
- 10.63 M. D. A. Thomas and J. D. Matthews, "Carbonation of fly ash concrete", *Mag. Concr. Res.*, 44, núm. 160, 1992, pp. 217-28.
- 10.64 G. J. Osborne, "Carbonation of blastfurnace slag cement concretes", *Durability of Building Materials*, 4, Elsevier, Science, amsterdam, 1986, pp. 81-96
- 10.65 K. Horiguchi et al., "The rate of carbonation in concrete made with blended cement", in *Durability of Concrete*, ACI SP-145, detroit, Michigan, 1994, pp. 917-31.
- 10.66 D. W. Hobbs, "Carbonation of concrete containing pfa", *Mag. Concr. Res.*, 40, núm. 143, 1988, pp. 69-78.
- 10.67 Th. A. Bier, "Influence of type of cement and curing on carbonation progress and pore structure of hydrated cement paste", *Materials research Society Symposium*, 85, 1987, pp. 123-34.
- 10.68 RILEM Recommendations TC 71-PSL, "Systematic methodology for service life, Prediction of building materials and components", *Materials and Structures*, 22, núm. 131, 1988, pp. 385-92.
- 10.69 M. C. McVay, L. D. Smithson and C. Manzione, "Chemical damage to airfield concrete aprons from heat and oils", *ACI Materials journal*, 90, núm. 3, 1993, pp. 253-8.
- 10.70 H. L. Kong and J. G. Orbison, "Concrete deterioration due to acid precipitation", *ACI Materials journal*, 84, núm. 3, 1987, pp. 110-16.
- 10.71 I. Biczok, "Concrete Corrosion and Concrete Protection", 8th Edn, Akadémiai Kiadó, Budapest, 1972, pp. 545.
- 10.72 P. D. Carter, "Preventive maintenance of concrete bridge decks", *Concrete International*, 11, núm. 11, 1989, pp. 33-6.
- 10.73 M. R. Silva and F.-X. Deloye, "Dégradation biologique des bétons", *Bulletin Liaison Laboratoires Ponts et Chaussées*, 176, Novembre-décembre, 1991, pp. 87-91.
- 10.74 R. Dron and F. Brivot, "Le gonflement ettringitique", *Bulletin Liaison Laboratoires Ponts et Chaussées*, 161, mayo-junio 1989, pp. 25-35.
- 10.75 I. Odler and M. Glasser, "Mechanism of sulfate expansion in hydrated portland cement", *J. Amer. Ceramic Soc.*, 71, 1988, pp. 1015-20.
- 10.76 K. Mather, "Factors affecting sulfate resistance of mortars", *Proceedings 7th International Congress on Chemistry of Cement*, Paris, Vol. IV, 1981, pp. 580-5.
- 10.77 P. J. Tikalsky and R. L. Carrasquillo, "Influence of fly ash on the sulfate resistance of concrete". *ACI Materials Journal*, 89, núm. 1, 1992, pp. 69-75.
- 10.78 N. I. Fattuhi and B. P. Hughes, "The performance of cement paste and concrete subjected to sulphuric acid attack", *Cement and Concrete Research*, 18, núm. 4, 1988, pp. 545-53.
- 10.79 K. R. Lauer, "Classification of concrete damage caused by chemical attack", *RILEM Recommendation 104- DDC: Damage Classification of Concrete Structures, Materials and Structures*, 23, núm. 135, 1990, pp. 223-9.
- 10.80 G. J. Osborne, "The sulphate resistance of Portland and blastfurnace slag cement concretes", in *Durability of Concrete*, Vol. II, *Proceedings 2nd International Conference*, Montreal, ACI SP-126, 1991, pp. 1047-61.
- 10.81 B. Mather, "A discussion of the paper, Theories of expansion in sulfoaluminate-type expansive cement: schools of thought," by M. D. Cohen, *Cement and Concrete Research*, 14, 1984, pp. 603-9.
- 10.82 V. A. Rossetti, G. Chiocchio and A. E. Paolini, "Expansive properties of the mixture C4A'SH12-2C'S, III. Effects of temperature and restraint", *Cement and Concrete Research*, 13, núm. 1, 1983, pp. 23-33
- 10.83 P. K. Mehta, "Sulfate attack on concrete - a critical review", *Materials Science of Concrete III*, Ed. J. Skalny, American Ceramic society, 1993, pp. 105-30.
- 10.84 M. L. Conjeaud, "Mechanism of sea water attack on cement mortar", in *Performance of Concrete in Marine Environment*, ACI SP-65, Detroit, Michigan, 1980, pp. 39-61.
- 10.85 K. Mather, "Concrete weathering at Treat Island, Maine, in Performance of Concrete in Marine Environment, ACI SP-65, Detroit, Michigan, 1980, pp. 101-11.
- 10.86 O. E. Gjorv and O. Vennesland, "Sea salts and alkalinity of concrete", *ACI Journal*, 73, núm. 9, 1976, pp. 512-16.
- 10.87 R. E. Philleo, "Report of materials working group", *Proceedings of International Workshop on the Performance of Offshore Concrete Structures in the Arctic Environment*, National Bureau of Standards, Washington DC, 1983, pp. 19-25.
- 10.88 B. Mather, "Effect of seawater on concrete", *Highway Research Record*, núm. 113, Highway Research Board, 1966, pp. 33-42.
- 10.89 A. M. Paillière et al., "Influence of curing time on behaviour in sea-water of high-strength mortar with silica fume", in *Durability of Concrete*, ACI SP-126, Detroit, Michigan, 1991, pp. 559-75.
- 10.90 A. M. Paillière, M. Raverdy and J. J. Serrano, "Long term study of the influence of the mineralogical composition of cement on resistance to seawater: tests in artificial seawater and in the Channel", in *Durability of Concrete*, ACI SP-145, Detroit, Michigan, 1994, pp. 423-43.
- 10.91 L. Heller and M. Ben-Yair, "Effect of Dead Sea water on Portland cement, *Journal of Applied Chemistry*, núm. 12, 1962, pp. 481-5.

- 10.92 M. Ben Bassat, P. J. Nixon and J. Hardcastle, "The effect of differences in the composition of Portland cement on the properties of hardened concrete", *Mag. Concr. Res.*, 42, núm. 151, 1990, pp. 59-66.
- 10.93 ACI 515.1R-79 Revised 1985, "A guide to the use of waterproofing, dampproofing, protective and decorative barrier system for concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 5: Masonry, Precast Concrete, Special Processes*, Detroit, Michigan, 1994, 44 pp.
- 10.94 ACI 223-93, "Standard practice for the use of shrinkage-compensating concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994, 29 pp.
- 10.95 U. Schneider et al., "Stresscorrosion of cementitious materials in sulphate solutions", *Materials and Structures*, 23, núm. 134, 1990, pp. 110-15.
- 10.96 Concrete Society Working Party, "Permeability Testing of Site Concrete - A Review of Methods and Experience, Technical Report núm. 31, The Concrete Society, London, 1987, 95 pp.
- 10.97 D. M. Roy et al., "Concrete microstructure and its relationships to pore structure, permeability, and general durability", in *Durability of Concrete*, G. M. Idorn International Symposium, ACI SP-131, Detroit, Michigan, 1992, pp. 137-49.
- 10.98 C. Hall, "Water sorptivity of mortars and concrete: a review", *Mag. Concr. Res.*, 41, núm. 147, 1989, pp. 51-61.
- 10.99 W. H. Duda, *Cement-Data-Book*, 2, Verlag GmbH, Berlin, 1984, 456 pp.
- 10.100 G. Pickett, "Effect of gypsum content and other factors on shrinkage of concrete prisms", *J. Amer. Concr. Inst.*, 44, octubre 1947, pp. 149-75.
- 10.101 H. H. Steiour, "Some effects of carbon dioxide on mortars and concrete - discussion", *J. Amer. Concr. Inst.*, 55, febrero 1959, pp. 905-7.
- 10.102 G. J. Verbeck, "Carbonation of hydrated portland cement", *ASTM. Sp. Tech. Publ. núm. 205*, 1958, pp. 17-36
- 10.103 J. J. Shideler, "Investigation of the moisture-volume stability of concrete masonry units", *Portl. Cem. Assoc. Development Bull. D.3*, marzo 1955.
- 10.104 I. Leber and F. A. Blakey, "Some effects of carbon dioxide on mortars and concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 53, octubre 1956, pp. 295-308.
- 10.105 E. E. Reis, J. D. Mozer, A. C. Bianchini and C. E. Kesler, "Causes and control of cracking in concrete reinforced with high-strength steel bars - a review of research", *University of Illinois Engineering Experiment Station Bull. núm.*
- 10.106 T. C. Hansen, "Cracking and fracture of concrete and cement paste", *Symp. on Causes, Mechanism, and Control Of Cracking in Concrete*, ACI SP-20, Detroit, Michigan, 1968, pp. 5-28.
- 10.107 P. Schubert and K. Wesche, "Einfluss der Karbonatisierung auf die Eigenschaften von Zementmörteln", *Research Report núm. F16*, Institut für Bauforschung BWTH Aachen, noviembre, 1974, pp. 28.
- 10.108 A. Meyer, "Investigations on the carbonation of concrete", *Proc. 5th Int. Symp. on the Chemistry of Cement*, Tokyo, Vol. 3, 1968, pp. 394-401.
- 10.109 A. S. El-Dieb and R. D. Hooton, "A high pressure triaxial cell with improved measurement sensitivity for saturated water permeability of high performance concrete", *Cement and Concrete Research*, 24, núm. 5, 1994, pp. 854-62.
- 10.110 K. Kobayashi, K. Susuki and Y. Uno, "Carbonation of concrete structures and decomposition of C-S-H", *Cement and Concrete Research*, 24, núm. 1, 1994, pp. 55-62.
- 10.111 Canadian Standards Assn, A23.1-94, "Concrete Materials and Methods of Concrete Construction", Toronto, Canada, 1994, pp. 14.
- 10.112 British Cement Association Working Party Report, "The Diagnosis of Alkali-Silica Reaction", 2nd Edn, Publication 45.042, BCA, Slough, 1992, pp. 44.
- 10.113 M. M. Alasali, V. M. Malhotra and J. A. Soles, "Performance of various test methods for assessing the potential alkali reactivity of some Canadian aggregates", *ACI Materials Journal*, 88, núm. 6, 1991, pp. 613-19.
- 10.114 M. G. Ali and Rasheeduzzafar, "Cathodic protection current accelerates alkali-silica reaction", *ACI Materials Journal*, 90, núm. 3, 1993, pp. 247-52.
- 10.115 J. G. M. Wood and R. A. Johnson, "The appraisal and maintenance of structures with alkali-silica reaction", *The Structural Engineer*, 71, núm. 2, 1993, pp. 19-23.
- 10.116 H. Wang and J. E. Gillot, "Competitive nature of alkali-silica fume and alkali-aggregate (silica) reaction", *Mag. Concr. Res.*, 44, núm. 161, 1992, pp. 235-9.
- 10.117 M. M. Alasali and V. M. Malhotra, "Role of concrete incorporating high volumes of fly ash in controlling expansion due to alkali-aggregate reaction", *ACI Materials Journal*, 88, núm. 2, 1991, pp. 159-63.
- 10.118 Z. Xu, P. Gu and J. J. Beaudoin, "Application of A. C. impedance techniques in studies of porous cementitious materials", *Cement and Concrete Research*, 23, núm. 4, 1993, pp. 853-62.
- 10.119 S. Chatterji, N. Thaulow and A. D. Jensen, "Studies of alkali-silica reaction", Part 6, Practical implications of a proposed reaction mechanism", *Cement and Concrete Research*, 18, núm. 3, 1988, pp. 363-6.
- 10.120 H. Chen, J. A. Soles and V. M. Malhotra, "CANMET investigations of supplementary cementing materials for reducing alkali-aggregate reactions", *International Workshop on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete*, Halifax, N. S., CANMET, Ottawa, 1990, pp. 20.

- 10.121 D. c. Stark, "Lithium admixtures -an alternative method to prevent expansive alkali-silica reactivity", Proc. 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, London, Vol. 2, pp. 1017-21 (The Concrete Society, 1992).
- 10.122 W. M. M. Heijnen, "Alkali-aggregate reactions in the Netherlands", Proc. 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, London, Vol. 1, pp. 432-7 (The Concrete Society, 1992).
- 10.123 D. Ludirdja, R. L. Berger and J. F. Young. "Simple method for measuring water permeability of concrete", ACI Materials Journal, 86, núm. 5, 1989, pp. 433-9.
- 10.124 H.-J. Wierig, "Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure", RILEM Symposium on Durability of Concrete under normal Outdoor Exposure, Hanover, marzo, 1984, pp. 182-96.
- 10.125 Bulletin du Ciment, "Determination rapide de la carbonation du béton", Service de Recherches et Conseils Techniques de l'Industrie Suisse du Ciment, 56, núm. 8, Wildeg, Switzerland, 1988, pp. 8.
- 10.126 M. D. Cohen and a. Bentur, "Durability of portland cement-silica fume pastes in magnesium sulfate and sodium sulfate solutions", ACI Materials Journal, 85, núm. 3, 1988, pp. 148-57.
- 10.127 STUVO, "Concrete in hot Countries", Report of STUVO, Dutch member group of FIP, The Netherlands, 1986, pp. 68.
- 10.128 D. W. Hobbs, "Alkali-Silica reaction in Concrete", Thomas Telford, London, 1988, pp. 183.
- 10.129 J. Bijen, "Advantages in the use of portland blastfurnace slag cement concrete in marine environment in hot countries", in Technology of Concrete when Pozzolans, Slags and Chemical Admixtures are Used, Int. Symp., University of Nuevo Leon, Monterrey, Mexico, marzo, 1985. pp. 483-599.
- 10.130 V. G. Papadakis, C. G. Vayenas and M. N. Fardis", Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete", ACI Materials Journal, 88, núm.138, 1991, pp. 186-96.
- 10.131 DIN 1048, "Testing of hardened concrete specimens prepared in moulds", Deutsche Normen, Part 5 1991.
- 10.132 p. B. Bamforth, "The relationship between permeability coefficients for concrete obtained using liquid and gas", Mag. Concr. Res., 39., núm. 138, 1987, pp. 3-11.
- 10.133 J. D. Matthews, "Carbonation of ten-year concretes with and without pulverised-fuel ash", in Proc. ASHTECH Conf., London, septiembre, 1984, pp. 12.
- 10.134 G. a. Khoury, "Effect of Bacterial Activity on North sea Concrete", Health and Safety Executive, London, 1994.
- 10.135 Building Research Establishment, "Sulfate and acid resistance of concrete in the ground", Digest, núm. 363, HMSO, London, enero, 1996, pp. 12.
- 10.136 J. Baron and J.-P. Ollivier, Eds. La Durabilité des Bétons, Presse Nationale des Ponts et Chaussées, 1992, pp. 456.
- 10.137 P. Schubert and Y. Efes, "The carbonation of mortar and concrete made with jet cement", Proc. RILEM Int. Symp. on Carbonation of Concrete, Wexham Springs, abril 1976, Paris, 1976, pp. 2.
- 10.138 M. Sakuta et al., "Measures to restrain rate of carbonation in concrete", in Concrete Durability, Vol. 2, ACI SP- 100, Detroit, Michigan, 1987, pp. 1963-77.

Capítulo 11

Efectos de congelación y deshielo y de cloruros

Este capítulo se relaciona con dos mecanismos, algunas veces separados y otras relacionados, de daño para el concreto. El primero de éstos, aunque importante sólo en climas fríos, es una causa principal de falta de durabilidad del concreto a menos que se tomen precauciones convenientes. El segundo mecanismo, esto es, la acción de cloruros, es de importancia sólo para concreto reforzado pero ello, también, puede dar por resultado el daño extenso de estructuras. La acción de cloruros se encuentra tanto en climas fríos como en cálidos, pero los detalles en las condiciones difieren unos de otros.

Acción de congelación

En el capítulo 8, se consideraron los efectos de la congelación en el concreto fresco y se analizaron los métodos para evitar la congelación del concreto fresco. Sin embargo, lo que no podemos evitar es la exposición del concreto maduro a la congelación y deshielo con alternancia -un ciclo de temperaturas encontrado frecuentemente en la naturaleza.

A medida que se baja la temperatura del concreto saturado en servicio, el agua dentro de los poros capilares de la pasta de cemento endurecido se congela de una manera similar a la congelación en los poros de la roca, y ocurre la expansión del concreto. Si el deshielo subsecuente es seguida por otra congelación, ocurre expansión adicional, así que ciclos repetidos de congelación y deshielo tienen un efecto acumulativo. La acción ocurre principalmente en la pasta de cemento endurecido; los huecos más grandes del concreto, que surgen de compactación incompleta, están normalmente llenos de aire, y, por lo tanto, no sujetos apreciablemente a la acción de las congelaciones.^{11.4}

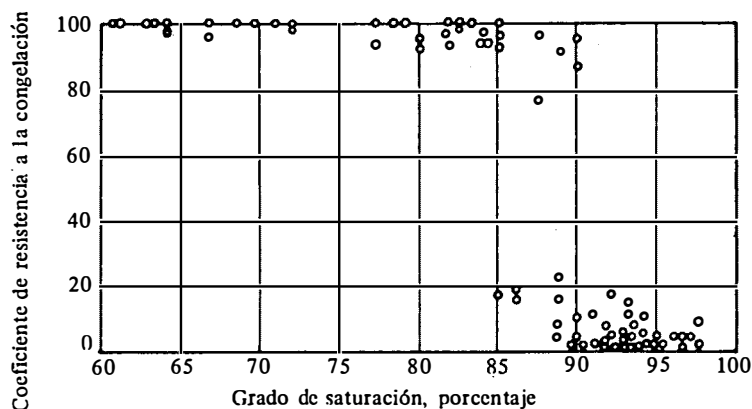
La congelación es un proceso gradual, parcialmente por causa de la rapidez de transferencia de calor a través del concreto, parcialmente debido a un aumento progresivo de la concentración de las sales disueltas en el agua de poros todavía sin congelarse (lo que depende de la temperatura de congelación), y parcialmente porque la temperatura de con-

gelación varía con el tamaño del poro. Puesto que la tensión superficial de los cuerpos de hielo dentro de los poros capilares somete a éstos a presión que es tanto más alta cuanto más pequeño es el cuerpo, la congelación comienza en los poros más grandes y gradualmente se extiende a los más pequeños. Los poros de gel son demasiado pequeños para permitir la formación de núcleos de hielo a temperaturas mayores que -78°C , así que, en la práctica, no se forma hielo dentro de ellos.^{11.4} Sin embargo, con una caída de la temperatura, por causa de la diferencia en entropía del agua de gel y del hielo, el agua del gel adquiere un potencial de energía que la capacita para desplazarse dentro de los tubos capilares que contienen hielo. La difusión del agua de gel conduce a un crecimiento del volumen de hielo y a la expansión.^{11.4}

Hay así dos fuentes posibles de presión de dilatación. Primera, la congelación del agua da por resultado un aumento de volumen de aproximadamente 9 por ciento, de manera que el agua en exceso dentro de la cavidad es expulsada. La rapidez de congelación determinará la velocidad con la cual el agua desplazada por el frente de hielo que avanza debe fluir hacia el exterior, y la presión hidráulica desarrollada dependerá de la resistencia al flujo, es decir, de la longitud de la trayectoria y de la permeabilidad de la pasta de cemento endurecido dentro del área entre la cavidad que se congela y el vacío que puede alojar el exceso de agua.^{11.5}

La segunda fuerza de dilatación en el concreto es causada por difusión del agua que conduce a un crecimiento de muchos cuerpos de hielo relativamente grandes. Aunque todavía está en discusión la acción de congelación y deshielo sobre el concreto, se cree que es particularmente el último mecanismo importante para causar daño al concreto.^{11.6} Esta difusión es causada por presión osmótica que ocurre por incrementos locales de concentración de soluto debida a la separación de agua (pura) congelada proveniente del agua de poros. Una losa que se congela a partir de la parte superior será dañada seriamente si el agua tiene acceso por el fondo y puede viajar a través del espesor de la losa debido a presión osmótica. El contenido total de humedad del

Figura 11.1 Influencia de la saturación del concreto sobre la resistencia a congelación expresada como un coeficiente arbitrario.^{11.2}



concreto llegará entonces a ser mayor que antes de la congelación, y en pocos casos se ha observado realmente el daño por segregación de cristales de hielo dentro de las capas.^{11.7,11.47}

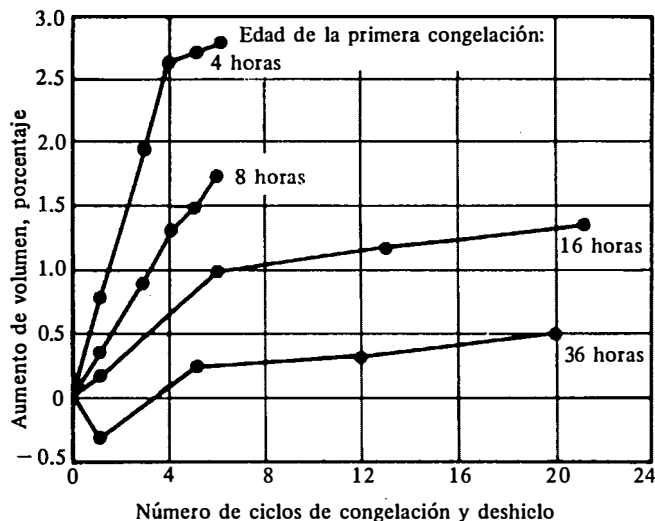
La presión osmótica surge también en otra relación. Cuando se usan sales para descongelar superficies de caminos o de puentes, algunas de estas sales llegan a ser absorbidas por la parte superior del concreto. Esto produce una alta presión osmótica, con un movimiento consecuente de agua hacia la zona más fría en donde ocurre la congelación. La acción de las sales para descongelar se considera en una sección posterior de este capítulo.

Cuando la presión de dilatación del concreto excede su resistencia de tensión, el daño ocurre. La extensión del daño varía desde escamación superficial hasta desintegración completa a medida que el hielo se forma, comenzando en la superficie expuesta del concreto y progresando a través de

la profundidad. Con las condiciones que prevalecen en un clima moderado, los acotamientos del camino (los cuales permanecen mojados por largos períodos) son más vulnerables a la congelación que cualquier otro concreto. Las segundas condiciones más severas son las de una losa de camino, particularmente cuando se usa sal para descongelar. En países con clima más frío, el daño debido a las congelaciones es más general y, a menos que se tomen precauciones convenientes, más serio.

En esta etapa, puede ser útil considerar por qué la congelación y deshielo alternados es lo que provoca daño progresivo. Cada ciclo de congelación causa una migración de agua para lugares donde se pueda congelar. Estos lugares incluyen grietas finas, las cuales llegan a amplificarse por la presión del hielo y permanecen extendidas durante la congelación cuando llegan a llenarse de agua. La congela-

Figura 11.2 Aumento de volumen del concreto sujeto a congelación y deshielo como una función de la edad a la cual comienza la primera congelación.^{11.3}



ción subsecuente repite el desarrollo de presión y sus consecuencias.

Aunque la resistencia del concreto a la congelación y deshielo depende de varias propiedades (por ejemplo, resistencia de la pasta de cemento endurecido y fluencia), los factores principales son el grado de saturación y el sistema de poros de la pasta de cemento endurecido. La influencia de la saturación general del concreto se muestra en la figura 11.1: abajo de algún valor crítico de saturación, el concreto es altamente resistente a la congelación,^{11.2} y el concreto seco no es afectado en absoluto. En otras palabras, si el concreto nunca va a estar saturado, no hay peligro de daño por congelación y deshielo. Se puede notar que, hasta en un espécimen curado con agua, no todo el espacio residual está lleno de agua, y realmente esta es la razón que tal espécimen no falle durante la primera congelación.^{11.8} Una gran proporción del concreto en servicio se seca parcialmente, al menos alguna vez en su vida de servicio y, durante el mojado, tal concreto no volverá a absorber tanta agua como la que perdió.^{11.9} Por lo tanto, es deseable dejar que el concreto se seque bien antes de exponerlo a condiciones invernales, y el no hacerlo aumentará la severidad del daño por congelación. Un ejemplo de la influencia de la edad a la cual ocurre la primera congelación en el caso de daño al concreto se muestra en la figura 11.2.^{11.3}

¿Cuál es el valor crítico de saturación? Un recipiente cerrado con más de 91.7 por ciento de su volumen ocupado por agua llegará a estar, en caso de congelación, lleno de hielo, y llegará a estar sujeto a presión para fallar. Sin embargo, éste no es el caso en un cuerpo poroso, donde la saturación crítica depende del tamaño del cuerpo, de su homogeneidad y de la rapidez de congelación. El espacio disponible para el agua expulsada debe estar lo bastante cercano a la cavidad en la cual se forma el hielo, y ésta es la base de la inclusión de aire: si la pasta de cemento endurecido está subdividida en capas suficientemente delgadas por las burbujas de aire, no tiene saturación crítica.

Las burbujas de aire se pueden introducir por inclusión de aire, la cual se analiza más adelante en este capítulo. Aunque la inclusión de aire aumenta de manera importante la resistencia del concreto a los ciclos de congelación y deshielo, es vital que el concreto tenga una relación agua/cemento baja de manera que el volumen de poros capilares sea pequeño. También es esencial que ocurra hidratación considerable antes de la exposición a congelación. Tal concreto tiene una permeabilidad baja y absorbe menos agua en clima frío.

La figura 11.3 muestra el efecto general de la absorción del concreto sobre su resistencia a congelación y deshielo,^{11.99} y la figura 11.4 ejemplifica la influencia de la relación

agua/cemento sobre la resistencia a congelación y deshielo del concreto curado con humedad durante 14 días y luego almacenado al aire con 50 por ciento de humedad relativa por 76 días antes de la exposición a congelación y deshielo.^{11.11}

El curado adecuado es vital para reducir la cantidad de agua congelable de la pasta; esto se ejemplifica en la figura 11.5 para concreto con una relación agua/cemento de 0.41. Esta figura también muestra que la temperatura de congelación disminuye con la edad a causa de un aumento en la concentración de sales en el agua congelable que todavía permanece. En todos los casos, una cantidad pequeña de agua se congela a 0 °C, pero ésta es probablemente agua superficial libre sobre el espécimen. Las temperaturas a las cuales comienza la congelación de agua capilar son, aproximadamente, -1 °C a 3 días, -3 °C a 7 días, y -5 °C a 28 días.^{11.12}

Se puede determinar si un concreto dado es vulnerable o no a la congelación, sea debido a la expansión de la pasta de cemento endurecido o del agregado, mediante el enfriado del espécimen a través del rango de congelación y la medición del cambio de volumen: el concreto resistente a la congelación a se contraerá cuando el agua se transfiera por

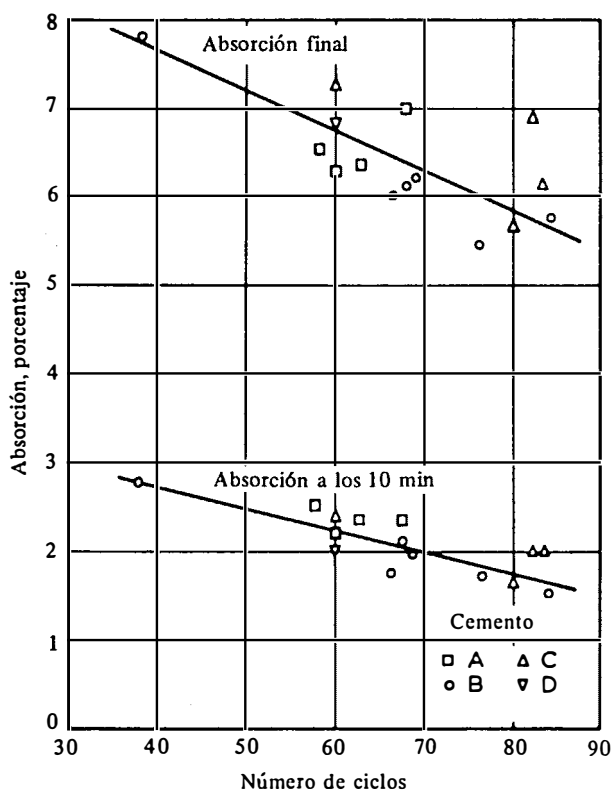


Figura 11.3 Relación entre la absorción del concreto y el número de ciclos de congelación y deshielo requeridos para causar una reducción de 2 por ciento de la masa del espécimen.^{11.99}

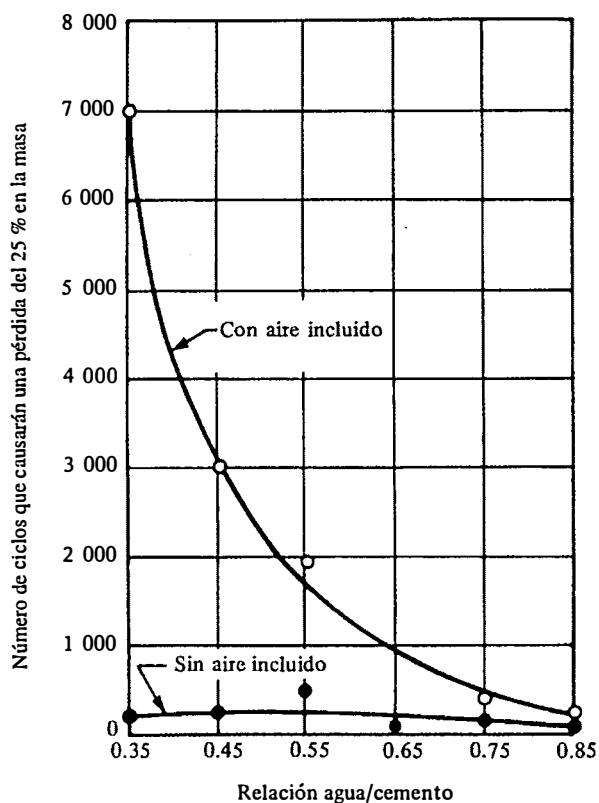


Figura 11.4 Influencia de la relación agua/cemento en la resistencia a la congelación y deshielo del concreto curado con humedad durante 14 días y luego almacenado por 76 días a una humedad relativa de 50 por ciento.^{11.11}

ósmosis de la pasta de cemento endurecido a las burbujas de aire, pero el concreto vulnerable se dilatará, como se muestra en la figura 11.6. Esta prueba de un ciclo es muy útil.^{11.23} Se ha hallado que la dilatación máxima durante la primera congelación se correlaciona linealmente con la expansión residual durante la deshielo subsecuente; la última, por lo tanto, se puede usar como un indicador de la vulnerabilidad del concreto.^{11.26}

La norma ASTM C 671-94 prescribe un método de prueba para la dilatación crítica del concreto sujeto a ciclos repetidos de dos semanas de poca congelación y almacenamiento prolongado en agua. La longitud del tiempo hasta que ocurre dilatación crítica se puede utilizar para clasificar concretos en función de su resistencia a la congelación y deshielo en condiciones dadas.

Comportamiento de las partículas de agregado grueso

La consideración de saturación crítica se aplica también a partículas individuales de agregado grueso. Una partícula de agregado por sí misma no será vulnerable si tiene una po-

rosidad baja, o si su sistema de poros capilares es interrumpido por un número suficiente de macroporos. Sin embargo, una partícula de agregado del concreto se puede considerar como un recipiente cerrado, puesto que la permeabilidad baja de la pasta de cemento endurecido que lo rodea no permitirá que el agua se desplace rápidamente dentro de los vacíos de aire. Así, una partícula de agregado saturado arriba de 91.7 por ciento destruirá durante la congelación el mortero que la rodea.^{11.4} Se puede recordar que los agregados comunes tienen una porosidad de 0 a 5 por ciento, y es preferible evitar agregados de alta porosidad. Sin embargo, el empleo de tales agregados no debe necesariamente dar por resultado el daño por congelación. En realidad, los poros grandes presentes en concreto aireado y en concreto sin finos probablemente contribuyen a la resistencia a la congelación de esos materiales. Además, incluso con agregado ordinario, no se ha establecido ninguna relación simple entre la porosidad del agregado y la resistencia del concreto a la congelación y deshielo.

Si una partícula vulnerable está cerca de la superficie del concreto, en vez de destruir la pasta de cemento endurecido, puede causar un desprendimiento.

El efecto del secado del agregado, antes del mezclado, sobre la durabilidad del concreto se muestra en la figura 11.7. Se puede ver que la presencia de agregado saturado, particularmente de tamaño grande, puede dar por resultado la

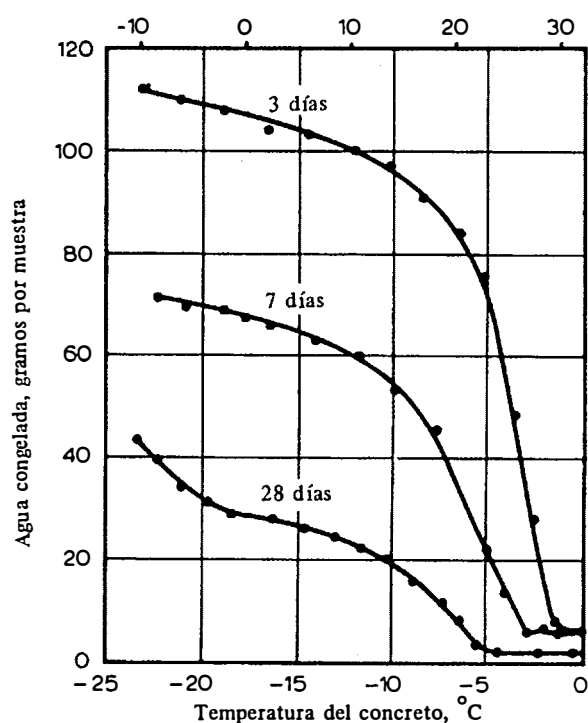


Figura 11.5 Efecto de la edad del concreto sobre la cantidad de agua congelada, como una función de la temperatura.^{11.12}

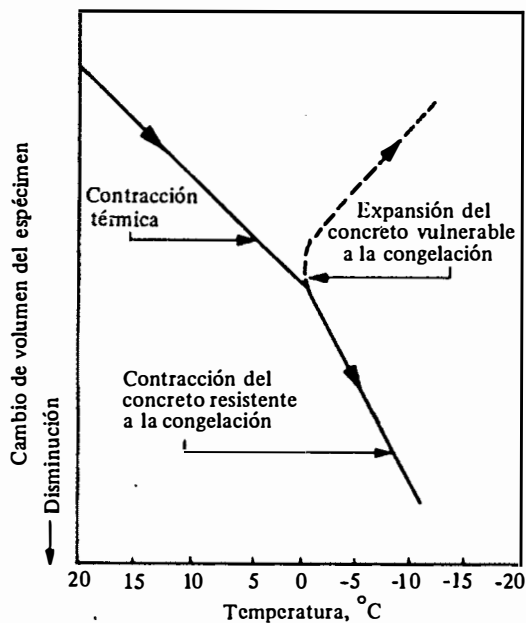


Figura 11.6 Cambio de volumen de concretos resistentes a congelación y vulnerables durante el enfriamiento.^{11.4}

destrucción del concreto, ya sea que el concreto sea con o sin aire incluido. Por otro lado, si el agregado no está saturado al momento del mezclado, o si se deja secar parcialmente después de la colocación y los poros capilares de la pasta son discontinuos, la nueva saturación no se alcanza fácilmente excepto durante un período prolongado de clima frío.^{11.1} Durante el remojado del concreto, es la pasta de cemento endurecido la que tiende a estar más cerca de la saturación que el agregado, puesto que el agua puede alcanzar el agregado sólo a través de la pasta, y también porque la pasta con textura más fina tiene una mayor atracción capi-

lar. Como resultado, la pasta de cemento endurecido es más vulnerable pero se puede proteger por inclusión de aire.

La inclusión de aire en la pasta de cemento no alivia los efectos de la congelación de las partículas de agregado grueso.^{11.92} A pesar de esto, el agregado se deberá probar en concreto con aire incluido para excluir el efecto de la durabilidad de la pasta de cemento endurecido que lo rodea. Por esta razón, la norma ASTM C 682-94 prepara la evaluación de la resistencia a la congelación del agregado grueso cuando se lo emplea en concreto con aire incluido, mediante la utilización de la prueba para dilatación crítica del concreto sujeto a congelación dada en la norma ASTM C 671-94.

En BS 812: Parte 124:1989 se prescribe una prueba para la expansión por congelamiento de un agregado desconocido; aunque no aplicable directamente al agregado de concreto, la prueba puede ser de interés en una investigación de agregados no utilizados previamente.

Hay un tipo de agrietamiento de superficies de concreto de caminos, puentes y campos de aviación que está relacionado particularmente con el agregado. Éste se llama *agrietamiento D*. Consiste en el desarrollo de grietas finas cerca de los bordes libres de las losas, pero el agrietamiento inicial comienza más abajo en la losa donde la humedad se acumula y el agregado grueso llega a saturarse hasta el nivel crítico. Así, tenemos esencialmente una falla de agregado, el cual, con ciclos de congelación y deshielo, llega a suturarse lentamente y causa la falla del mortero que lo rodea.^{11.25} El agrietamiento D puede manifestarse por sí mismo lentamente, alcanzando algunas veces la parte alta de la losa sólo después de 10 o 15 años, de manera que es difícil determinar la causa de la falla.

Los agregados asociados con el agrietamiento D son casi siempre de origen sedimentario y pueden ser calcáreos o síliceos. Pueden ser grava o roca triturada. Aunque las carac-

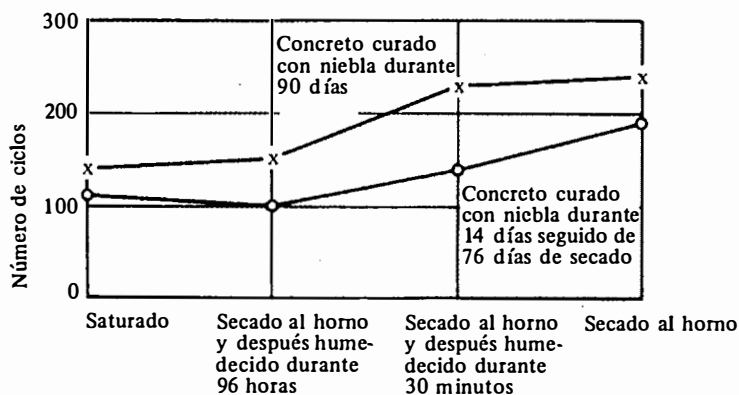


Figura 11.7 Relación entre la condición de agregado antes del mezclado y el número de ciclos de congelación y deshielo para producir una pérdida de 25 por ciento de masa del espécimen.^{11.10}

terísticas de absorción del agregado son en realidad importantes para la propensión del agregado al agrietamiento D, el valor de absorción solo no distingue al agregado durable del no durable. Las pruebas de congelación y deshielo de laboratorio en concreto que contiene el agregado dado dan una buena indicación del probable comportamiento en servicio. Si después de 350 ciclos la expansión es de menos de 0.035 por ciento, el agrietamiento D no se desarrollará.^{11.25} Habrá que notar que la misma roca madre conduce a menos agrietamientos D cuando las partículas de agregado son más pequeñas (véa la figura 11.8); así, la reducción a partículas finas de un agregado dado puede disminuir el riesgo de agrietamiento D.^{11.25}

Más generalmente, las partículas grandes de agregado son más vulnerables a la congelación.^{11.34} Además, el uso de agregado con tamaño máximo grande o una gran proporción de partículas planas no es aconsejable ya que se pueden juntar bolsas de agua de sangrado debajo del agregado grueso. Es pertinente notar que la inclusión de aire reduce el sangrado.

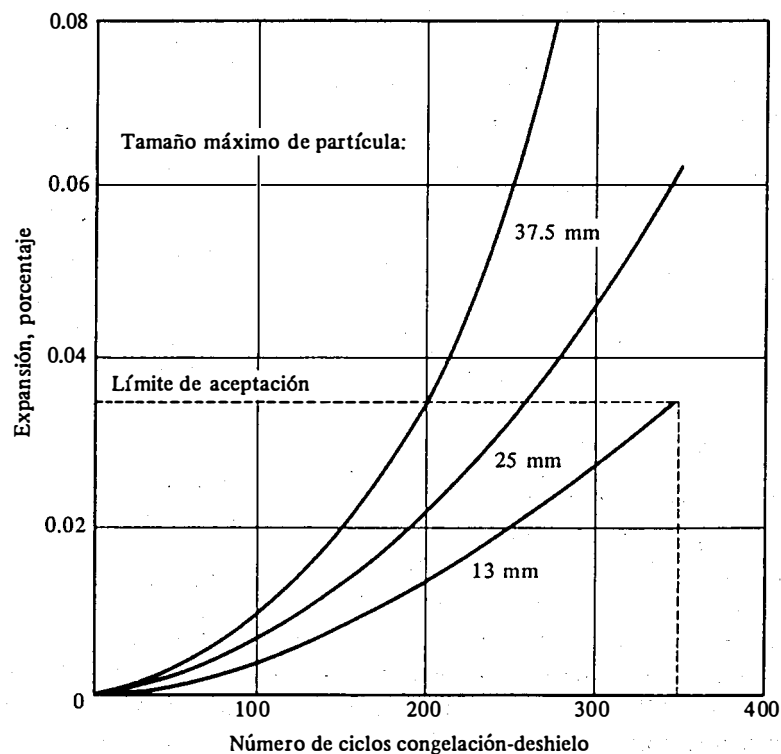
Inclusión de aire

Puesto que la acción perjudicial de la congelación y deshielo comprende expansión de agua durante la congelación, es lógico esperar que, si el agua en exceso puede escapar fácil-

mente hacia el interior de vacíos adyacentes llenos de aire, el daño del concreto no ocurrirá. Éste es el principio fundamental de la inclusión de aire. Sin embargo, hay que hacer hincapié en que el volumen de poros capilares se deberá reducir al mínimo, en primer lugar porque de otra manera el volumen de agua congelable excedería aquel que podrían albergar los vacíos de aire incluido deliberadamente. Este requerimiento se traduce en la necesidad de una relación agua/cemento adecuadamente baja, lo cual también asegura una resistencia tal del concreto que pueda resistir mejor las fuerzas dañinas inducidas por la congelación. De acuerdo con el ACI 201.2R,^{11.92} para que el concreto sea resistente a congelación y deshielo, deberá tener una relación agua/cemento no mayor de 0.50; que se reduce a 0.45 en secciones delgadas que incluyen losas de puentes y guarniciones de acera. Alternativamente, el concreto no se deberá exponer a congelación y deshielo sino cuando su resistencia haya alcanzado 24 MPa.

Se define como aire incluido en el concreto el aire incorporado intencionalmente por medio de un agente adecuado. Este aire se deberá distinguir claramente del aire atrapado accidentalmente: las dos clases difieren en la magnitud de las burbujas de aire, aquellas del aire incluido tienen un diámetro típico de casi 50 μm , mientras que el aire accidental normalmente forma burbujas mucho más grandes, algunas tan grandes como las familiares, aunque indeseables, cascañas de viruela sobre la superficie formada del concreto.

Figura 11.8 Relación entre el tamaño máximo de las partículas de agregado y la expansión en pruebas de congelación y deshielo hechas en laboratorio. Un criterio de falla de 0.035 por ciento en expansión en 350 o menos ciclos está indicado.^{11.25}



El aire incluido produce burbujas discretas, cercanamente esféricas, en la pasta de cemento, de manera que no se formen canales para el flujo de agua y no aumente la permeabilidad del concreto. Los vacíos nunca llegan a estar llenos con los productos de hidratación del cemento, pues el gel se puede formar sólo en agua.

La resistencia mejorada del concreto con aire incluido con relación al ataque de la congelación se descubrió –accidentalmente, cuando se observó que cemento molido con sebo de res-, añadido como una ayuda para molienda, hacía al concreto más durable que cuando no se empleaba ninguna ayuda de molienda. Los tipos principales de agentes de inclusión de aire son:

- ☐ Sales de ácidos grasos derivadas de grasas y aceites animales y vegetales (el sebo de res es un ejemplo de este grupo),
- ☐ Sales alcalinas de resinas de madera, y
- ☐ Sales alcalinas de compuestos orgánicos con sulfato y sulfonato.

Todos éstos son agentes activos superficiales, o “surfactants” (V. N. de T. al final), es decir, moléculas de cadena larga que se orientan ellas mismas para reducir la tensión superficial del agua, estando el otro extremo de la molécula dirigido hacia el aire. Así, las burbujas de aire formadas durante el mezclado llegan a estabilizarse: son cubiertas por una funda de moléculas que incluyen aire y que se repelen unas a otras, y así evitan la unión y aseguran una dispersión uniforme del aire incluido.

Numerosos tipos de agentes inclusores de aire están disponibles en la forma de aditivos comerciales, pero el desempeño de agentes desconocidos deberá verificarse con mezclas de prueba. Las normas ASTM C 260-94 y BS 5075: Parte 2: 1982 establecen los requisitos de desempeño de agentes inclusores de aire, llamados comúnmente aditivos. Los requisitos esenciales de un aditivo inclusor de aire son que produzca rápidamente un sistema de espuma finamente dividida y estable, y las burbujas individuales resistan la desunión. La espuma no debe tener ningún efecto químico dañino sobre del cemento.

El aditivo inclusor de aire se distribuye normalmente dentro de la mezcladora directamente en forma de solución. La regulación de la velocidad de descarga del aditivo dentro de la mezcladora es importante para asegurar una distribución uniforme y el mezclado adecuado para la formación de la espuma. Si también se emplean otros aditivos, no se deberán poner en contacto con el aditivo inclusor de aire antes de entrar en la mezcladora porque su acción recíproca podría afectar su comportamiento.

Los agentes inclusores de aire también se pueden entremoler con el cemento pero esto no aporta ninguna flexibilidad al contenido de aire del concreto, así que el uso de cementos inclusores de aire se deberán limitar generalmente a la construcción menor.

Características del sistema de vacíos de aire

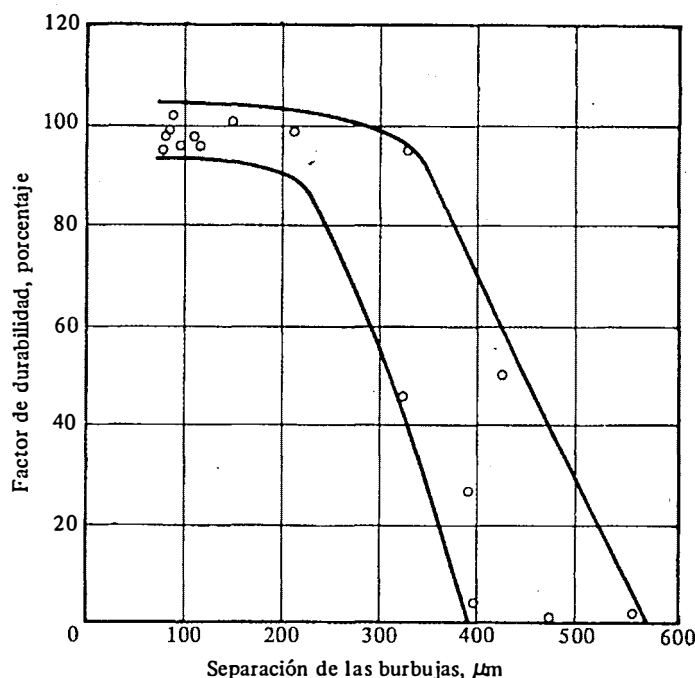
Puesto que la resistencia al movimiento de agua a través de la pasta de cemento endurecido no debe ser excesiva hasta el punto de impedir el flujo, se sigue que el agua, dondequiera que se localice, debe estar suficientemente cerca del espacio lleno de aire, es decir de las burbujas de aire incluido. Así, el principio fundamental que asegura la eficacia de la inclusión de aire es un límite en la distancia máxima que el agua que escapa ha de recorrer. El factor práctico es la separación de las burbujas de aire, es decir, el espesor de la pasta de cemento endurecido entre vacíos de aire adyacentes, el cual es el doble de la distancia máxima mencionada arriba. Powers^{11.15} calculó que se requiere una separación promedio de 250 μm entre los huecos para una protección completa del daño por congelación (figura 11.9); hoy día se recomienda normalmente 200 μm .^{11.94}

Puesto que el volumen total de vacíos en un volumen dado de concreto afecta la resistencia del concreto (compárese con la página 192), se sigue que, para una separación dada, las burbujas de aire deberán ser tan pequeñas como sea posible. El tamaño de las mismas depende en alto grado del proceso de formación de espacio que se utilice. En efecto, las burbujas no son todas de un tamaño, y es conveniente expresar su tamaño en función de la superficie específica (milímetros cuadrados por milímetro cúbico).

No se deberá olvidar que el aire (atrapado) accidental está presente en cualquier concreto, con aire incluido o sin aire incluido, y, como las dos clases de vacíos no se pueden distinguir de otra manera que por observación directa, la superficie específica representa un valor promedio para todos los vacíos de una pasta de cemento dada. Para concreto con aire incluido de calidad satisfactoria, la superficie específica de vacíos está en el rango de aproximadamente 16 a 24 mm^{-1} pero algunas veces es tan alta como 32 mm^{-1} . Por contraste, la superficie específica del aire accidental es menor de 12 mm^{-1} .^{11.15}

Lo adecuado de la inclusión de aire en un concreto endurecido dado se puede estimar por un factor de espaciamento, $\bar{L}$, determinado por un método de prueba que prescribe la norma ASTM C 457-90. El factor de separación es un índice útil de la distancia máxima de cualquier punto de la pasta de cemento endurecido desde la periferia de un vacío de aire cercano. El cálculo del factor se basa en la suposición de

Figura 11.9 Relación entre durabilidad y separación de las burbujas de aire incluido.^{11,16}



que todos los vacíos de aire son esferas de igual tamaño dispuestas en una celda simple de cubos. El cálculo lo prescribe la norma ASTM C 457-90 y requiere el conocimiento: del contenido de aire del concreto, -utilizando un microscopio lineal con técnica de intersección para determinar el número promedio de secciones transversales de vacíos de aire por centímetro o la intersección promedio de cuerda de los huecos, - y del contenido de pasta de cemento endurecido por volumen. El factor de separación se expresa en milímetros; normalmente un valor de no más de 200 µm es un valor máximo requerido para la protección satisfactoria respecto a congelación y deshielo.

Puede ser útil agregar que el agua que se ha movido dentro de los huecos de aire durante la congelación regresa al interior de los poros capilares más pequeños de la pasta de cemento endurecido durante el deshielo. Así, la protección por inclusión de aire continua permanentemente para congelación y deshielo repetidos.^{11,17} La deshielo rápida seguida por congelación no es dañina, puesto que el agua ya está en los huecos de aire; por otro lado, la deshielo lenta seguida por congelación muy rápida puede no dejar que ocurra movimiento suficiente de agua.

Requisitos para inclusión de aire

A partir del requisito de una separación máxima de los vacíos de aire, es posible calcular el volumen mínimo de aire

incluido de la pasta de cemento endurecido. Para cada mezcla, hay un volumen mínimo de vacíos requeridos. Klieger^{11,14} halló que este volumen corresponde a 9 por ciento del volumen del mortero. Ya que el volumen de la pasta de cemento endurecido, en el cual sólo el aire está incluido, varía con la riqueza de la mezcla, el contenido de aire del concreto que se requiere depende de las proporciones de la mezcla; en la práctica, el tamaño máximo de agregado se utiliza como un parámetro.

Para un contenido dado de aire, el espaciamiento de los vacíos de aire depende de la relación agua/cemento de la mezcla, como se muestra en la figura 11.10. Específicamente, cuanto más alta es la relación agua/cemento, tanto más grande es la separación de las burbujas (y tanto más baja es la superficie específica), pues las burbujas pequeñas se unen.^{11,42} La estabilidad de las burbujas de aire se considera en la página 386.

Con base en los resultados de Powers,^{11,15} los valores típicos de la cantidad de aire requerido para una separación de 250 µm para mezclas diferentes se dan en la tabla 11.1. Una superficie específica más alta, la cual corresponde a burbujas más pequeñas, es deseable para reducir al mínimo el efecto adverso del aire en el concreto y en su resistencia. La tabla 11.1 indica que, para un valor particular de la superficie específica de los vacíos de aire, las mezclas más ricas requieren un volumen más grande de aire incluido que las mezclas pobres. Sin embargo, cuanto más rica es la mezcla

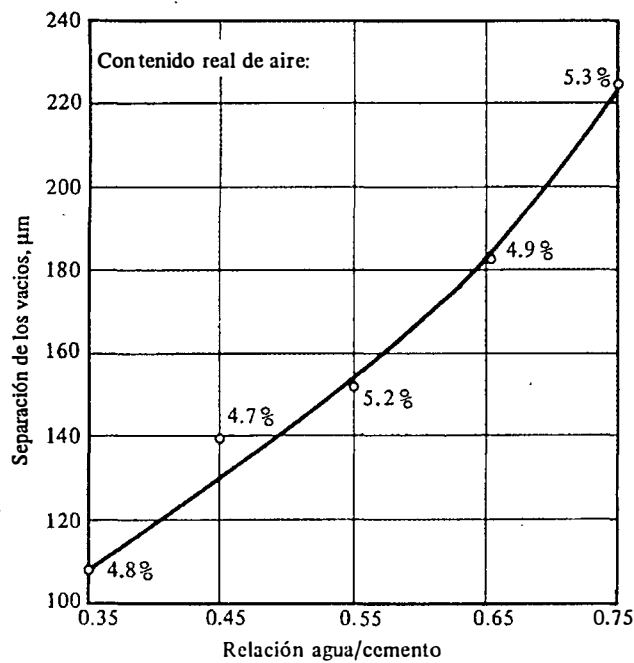


Figura 11.10 Influencia de la relación agua/cemento en la separación de los vacíos en concreto con un contenido promedio de aire de 5 por ciento.^{11.11}

más grande es la superficie específica de huecos para un contenido de aire dado. Esto se ejemplifica en la tabla 11.2, con base en la ref. 11.14.

Se puede notar que es posible requerir valores apropiadamente más altos en lechada de ductos de concreto presforzado; los huecos inducidos por polvo de aluminio, el cual reacciona con los álcalis, utilizado para asegurar el llenado completo de un ducto, son insuficientes para la protección contra la congelación.

La severidad de la exposición del concreto afecta el valor del contenido de aire el cual se deberá especificar,^{11.92} como se muestra en la tabla 11.3, en la cual la "exposición severa" describe condiciones tales que el concreto puede estar en contacto casi continuo con humedad antes de la

congelación o cuando se emplean sales para descongelar; el contenido de aire en el mortero se espera que sea 9 por ciento. La "exposición moderada" describe condiciones cuando el concreto está expuesto sólo ocasionalmente a la humedad antes de congelarse y cuando no se utilizan sales para descongelar; se espera que el contenido de aire del mortero sea 7 por ciento. En los valores dados en la tabla 11.3 se permite una tolerancia de $\pm 1\frac{1}{2}$ por ciento. La tabla 11.3 incluye también los requisitos británicos; estos son menos exigentes que los especificados por el ACI 201.2R-92.^{11.92} Por otro lado, los requisitos de Suecia son similares a aquellos del ACI 201.2R-92, pero la tolerancia permitida en condiciones muy agresivas es sólo ± 1 por ciento.^{11.43}

Algunas normas no sólo especifican un valor máximo de la separación de burbujas sino también un valor mínimo de la

Tabla 11.1 Contenido de aire requerido para un espaciamiento de huecos de 250 μm^{11.15}

Contenido aproximado de cemento (kg/m ³)	Relación agua/cemento	Requerimiento de aire como un porcentaje del volumen de concreto para una superficie específica de huecos, μm ⁻¹ , de:				
		14	18	20	24	31
445	0.35	8.5	6.4	5.0	3.4	1.8
390		7.5	5.6	4.4	3.0	1.6
330		6.4	4.8	3.8	2.5	1.3
445	0.49	10.2	7.6	6.0	4.0	2.1
390		8.9	6.7	5.3	3.5	1.9
330		7.6	5.7	4.5	3.0	1.6
280		6.4	4.8	3.8	2.5	1.3
445	0.66	12.4	9.4	7.4	5.0	2.6
390		10.9	8.2	6.4	4.3	2.3
330		9.3	7.0	5.5	3.7	1.9
280		7.8	5.8	4.6	3.1	1.6
225		6.2	4.7	3.7	2.5	1.3

Tabla 11.2 Ejemplo de la influencia del contenido de cemento de la mezcla sobre la superficie específica de vacíos de aire en concreto con un tamaño máximo de agregado de 19 mm (3/4 pulg.) (con base en ref. 11.14)

Contenido de cemento kg/m ³	Contenido óptimo de aire (%)	Superficie específica de huecos mm ⁻¹
223	6.5	13
307	6.0	17
391	6.0	23

superficie específica del aire del concreto para asegurar la presencia de burbujas de aire pequeñas. Esto da la mejor protección contra congelación y deshielo, acoplada con la menor pérdida de resistencia por causa de la presencia de huecos en el concreto.

Factores que influyen en la inclusión de aire

El volumen de aire incluido en un concreto dado es independiente del volumen de aire atrapado y depende principalmente de la cantidad de aditivo inclusor de aire que se haya añadido. Cuanto mayor es la cantidad del aditivo, tanto más aire se incluye, pero hay una cantidad del aditivo, tanto más aire se incluye, pero hay una cantidad máxima de cualquier aditivo más allá de la cual ya no hay aumento en el volumen de vacíos.

Para obtener un porcentaje conveniente de aire incluido en el concreto, para cualquier aditivo inclusor de aire dado, existe una dosis recomendada. No obstante, la cantidad real del aire que llega a estar incluida es afectada por varios factores. En términos generales, para un porcentaje dado de aire incluido, se requiere más aditivo en las condiciones siguientes:

- ☐ cuando el cemento tiene una finura más alta;

- ☐ cuando el cemento tiene un bajo contenido de álcalis;
- ☐ cuando se incorpora ceniza volante a la mezcla; cuanto más se incorpore, tanto más alto será el contenido de carbono de la ceniza volante;
- ☐ cuando el agregado tiene una alta proporción de material ultrafino o
- ☐ cuando se utilizan pigmentos finamente divididos;
- ☐ cuando la temperatura del concreto es alta;
- ☐ cuando la trabajabilidad de la mezcla es baja; y
- ☐ cuando el agua de mezclado es dura.

Con relación al agua, se puede mencionar que la que se utiliza para lavar mezcladoras de camión es muy dura, especialmente si la mezcla empleada tenía inclusión de aire; la dificultad del aire incluido se mitiga si el aditivo inclusor de aire no se agrega con el agua de lavado sino con el agua limpia adicional o con la arena.^{11.95}

Las mezclas con contenidos altos de cemento, como 500 kg/m³, y relaciones muy bajas de agua/cemento (0.30 a 0.32), que se emplean en sobrecapas de concreto de bajo revenimiento para losas de puentes, requieren dosis de aditivo extremadamente altas.^{11.48}

Tabla 11.3 Contenido de aire recomendado de concretos que contienen agregados de tamaño máximo diferente.

Tamaño máximo de agregado		Contenido de aire total recomendado (%) para nivel de exposición:		
mm	pulg	ACI 201.2R-92 ^{11.92}		Británica BS 8110 Parte 1: 1985
		Moderado	Severo	Sujeto a sales para descongelar
9.5	3/8	6	7½	7
12.5	1/2	5½	7	—
14	—	—	—	6
19	3/4	5	6	5
25	1	5	6	—
37.5	1½	4½	5½	4
75	3	3½	4½	—
150	6	3	4	—

La inclusión de aire se puede utilizar con varios tipos de cemento. Sin embargo, puede haber dificultades con las mezclas que contienen ceniza volante, y la razón principal de esto es que el carbono de la ceniza volante, al resultar de una combustión incompleta, puede absorber al agente inclusor de aire de actividad superficial, reduciendo con ello su efectividad.^{11.38} En consecuencia, se puede requerir un aumento en la dosis del aditivo inclusor de aire, pero si el contenido de carbono activo no es uniforme, puede resultar un contenido variable de aire.

Además, se ha observado algunas veces que el aire incluido convenientemente puede llegar a desestabilizarse en presencia de las partículas de carbón de la ceniza volante. Así, el contenido de aire de la mezcla disminuye antes del colado. Esto puede deberse a la adsorción de las burbujas de aire en la superficie altamente activa de las partículas de carbono.^{11.38} Se han desarrollado aditivos especiales para inclusión de aire, los cuales contienen una forma polar, absorbida preferentemente por el carbono, pero no pueden remediar las dificultades a menos que no haya variación en la naturaleza del carbono.^{11.38}

La inclusión de aire se puede emplear cuando se incorpora humo de sílice en la mezcla; se asegura la resistencia a la congelación y deshielo por el factor de separación usual no mayor que 200 μm .^{11.35}

Se pueden utilizar aditivos inclusores de aire cuando también se incluyen otros aditivos en la mezcla. Cuando se emplean aditivos reductores de agua al mismo tiempo que aditivos inclusores de aire, con frecuencia se necesita una cantidad menor de los últimos para un porcentaje dado de aire, aun si el aditivo reductor de agua no tiene propiedades para inclusión de aire *per se*. La explicación es que el am-

biente físico o químico se altera para permitir que opere más eficientemente el aditivo inclusor de aire^{11.27}. Se deberá notar que las combinaciones de algunos aditivos pueden ser incompatibles, de manera que siempre se deberán hacer pruebas con los materiales reales. En verdad, se recomiendan altamente las mezclas de prueba para determinar las dosis requeridas de cualquier aditivo inclusor de aire dado.

Algunos superfluidificantes, en combinación con ciertos cementos y aditivos inclusores de aire, pueden producir un sistema inestable de vacíos; por consiguiente, es vital comprobar su compatibilidad^{11.44}. Dada tal compatibilidad, es posible la inclusión de aire satisfactoria del concreto que contiene un superfluidificante, pero hay comúnmente un ligero aumento en el tamaño de las burbujas con un aumento consecuente en el factor de separación de las burbujas^{11.52}. Por esta razón, se requiere algún aumento en la dosis del aditivo inclusor de aire^{11.51}. No obstante, a relaciones agua/cemento menores de 0.4, los concretos que contienen un superfluidificante exhiben buena resistencia a la congelación y deshielo cuando el factor de separación es un poco más grande que el requerido normalmente, o sea, hasta 240 μm .^{11.100} Realmente, las normas canadienses permiten un factor de separación máximo de 230 μm .

La operación real de mezclado también afecta el contenido de aire resultante, y el orden en el cual ocurre la carga puede tener un efecto significativo. El cemento se deberá dispersar bien y la mezcla debe estar uniforme antes de introducir el aditivo inclusor de aire^{11.46}. Si el tiempo de mezclado es demasiado corto, el aditivo inclusor de aire no se llega a dispersar de manera suficiente, pero el mezclado prolongado expulsa gradualmente el aire, de manera que

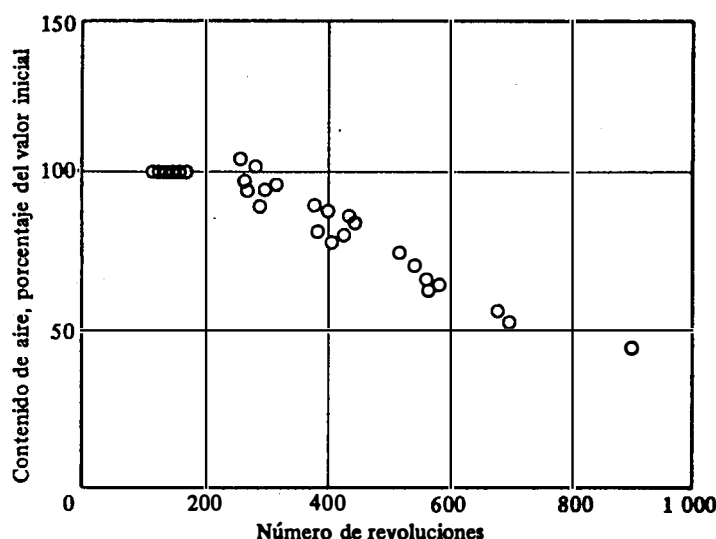


Figura 11.11 Relación entre el contenido de aire y el número de revoluciones de la mezcladora. Se mezclaron dosificaciones de 6 m^3 a 18 rpm y se agitaron a 4 rpm.^{11.28}

hay un valor óptimo de tiempo de mezclado. En la práctica, el tiempo de mezclado se fija a partir de otras consideraciones, usualmente a un valor más breve que el mínimo necesario para que el aditivo llegue a estar disperso plenamente, y la cantidad de aditivo incluso de aire se debe ajustar en la forma que corresponda. Una rotación muy rápida de la mezcladora aumenta la cantidad de aire incluido. La agitación hasta de 300 revoluciones parece conducir sólo a una pérdida pequeña de aire (véase la figura 11.11) ^{11.28} pero después de dos horas, puede ocurrir una pérdida hasta de 20 por ciento del contenido original ^{11.33}. En algunos casos se ha informado de una pérdida tan alta como 50 por ciento ^{11.50}

Las operaciones de acabado excesivas pueden dar por resultado una pérdida de aire incluido de la zona superficial del concreto, y es la zona particularmente vulnerable a congelación y deshielo, además de serlo a la acción de agentes descongelantes.

Estabilidad de aire incluido

Asegurar un porcentaje adecuado de aire en el concreto fresco no es suficiente; los vacíos de aire deben ser estables para que permanezcan en posición cuando el concreto se endurezca. Realmente, lo decisivo no es el contenido total de aire sino el espaciamiento de las burbujas de aire pequeñas.

Pueden operar tres mecanismos de inestabilidad ^{11.42}. En el primero, durante la transportación y la compactación del concreto, las burbujas *grandes* se mueven hacia arriba por flotación (y también hacia los lados de la cimbra) y se pierden. Esto tiene poco efecto sobre la resistencia a la congelación y deshielo, y puede hasta ser benéfico porque la pérdida de resistencia ocasionada por la inclusión de huecos se reduce.

El segundo mecanismo comprende la descomposición de burbujas por presión (que surge por tensión superficial) lo cual es mayor en las burbujas *más pequeñas*; el aire llega a disolverse en el agua de poros. La pérdida de estas burbujas tiene un efecto nocivo sobre la resistencia del concreto a congelación y deshielo. Es probable que este mecanismo de pérdida de las burbujas más pequeñas sea inevitable y explica la ausencia frecuente de burbujas menores de aproximadamente 10 μm . ^{11.42}

El tercer mecanismo consiste en la unión de las partículas pequeñas con las partículas grandes, también como resultado de la relación entre la solubilidad del aire y el tamaño de las burbujas; la física de este mecanismo es más bien compleja. ^{11.42} La formación de burbujas más grandes, y por lo

tanto la mayor separación de las burbujas, es perjudicial para la resistencia del concreto a la congelación y deshielo. Además, puesto que la presión en una burbuja más grande es menor que en la burbuja pequeña original, el volumen total de la burbuja unida es mayor. Esto explica por qué, en su momento, el volumen de aire incluido en el concreto endurecido es más alto de lo que era en el concreto fresco. ^{11.42} El aumento del volumen total de aire tiene un efecto negativo sobre la resistencia del concreto.

En lo que corresponde a la influencia del cemento sobre la estabilidad, parece que ésta aumenta con el aumento de álcalis en el cemento. ^{11.45} El humo de sílice, al menos hasta un contenido de 10 por ciento en el cemento mezclado, no afecta la estabilidad del sistema de vacíos de aire. ^{11.57}

En la práctica, la pérdida de aire ocurre en la transportación y durante la vibración del concreto: la pérdida es generalmente menor de 1 por ciento, pero ligeramente mayor en concreto de alta trabajabilidad. Por lo regular, son las burbujas más grandes las que son expulsadas, así que el efecto sobre la resistencia del concreto a congelación y deshielo es pequeño. En condiciones normales, la pérdida de aire se halla 1 y 1.5 puntos porcentuales. ^{11.54} Sin embargo, puede ocurrir una pérdida mucho mayor durante el bombeo cuando se emplea una pluma en posición vertical, de manera que el concreto de dentro de la tubería puede deslizarse sujeto a la gravedad: las burbujas de aire se expanden entonces, pero no logran volverse a formar cuando el concreto sale de la tubería. Un remedio es la provisión de resistencia antes de la descarga por medio de un tramo adicional de una manguera flexible horizontal. ^{11.54}

A causa de la posible pérdida de aire, se deberá determinar el contenido de aire en el concreto al colocarse y no sólo en el punto de descarga de la mezcladora; sin embargo, la determinación en la mezcladora puede ser valiosa como medio de control de la dosificación.

Se puede notar que el curado con vapor del concreto con inclusión de aire puede conducir a agrietamiento incipiente a causa de la expansión de aire.

Inclusión de aire por microesferas

La dificultad principal con el uso de aditivos inclusores de aire es que el contenido de aire del concreto no se puede controlar directamente: se conoce la cantidad del aditivo, pero, como se mencionó, el contenido real de aire en el concreto endurecido y la separación de las burbujas de aire son afectados por muchos factores. Esta dificultad se hace evidente si, en lugar de burbujas de aire, se utilizan partículas de espuma rígida de tamaño conveniente. Tales microes-

feras plásticas huecas fácilmente compresibles son fabricadas^{11.29} (modeladas sobre microcápsulas de medicación) Tienen un diámetro de 10 a 60 μm , lo cual es un rango más estrecho de tamaños que en el caso con burbujas de aire. En consecuencia, se puede utilizar un menor volumen de microesferas para la misma protección contra congelación y deshielo, de manera que la pérdida de resistencia del concreto es menor. El empleo de 2.8 por ciento de microesferas por volumen de pasta de cemento endurecido da un factor de separación de 70 μm ,^{11.29} el cual está muy abajo del valor de 250 μm recomendado normalmente con aire incluido.

El peso específico de las microesferas es 45 kg/m^3 , y mejoran la trabajabilidad del concreto para el mismo grado de aire incluido, aunque su volumen total en la mezcla es más pequeño: la razón es que todas son pequeñas.

Las microesferas están disponibles premezcladas con 90 por ciento de agua en forma de pasta, y son estables excepto cuando el concreto está sobremezclado. No interactúan con otros aditivos, pero se ha informado de funcionamiento deficiente en presencia de superfluidificantes. La desventaja principal de las microesferas es su costo elevado, de manera que su empleo se limita para aplicaciones especiales.

El uso de aditivos con partículas altamente porosas tales como vermiculita, perlita o piedra pómez,^{11.49} aunque atractivo cuando el concreto es extruido deshidratado al vacío, conduce a una alta pérdida de resistencia y se limita a relaciones agua/cemento altas.

Medición del contenido de aire

Hay tres métodos para medir el contenido *total* de aire del concreto fresco. Como el aire incluido no se puede distinguir en estas pruebas de las burbujas grandes de aire accidental, es importante que el concreto probado sea compactado en forma conveniente.

El *método gravimétrico* es el más antiguo. Se basa simplemente en la comparación de la densidad del concreto compactado que contiene aire, (ρ_a') con la densidad calculada del concreto libre de aire de las mismas proporciones de mezcla, ρ . El contenido de aire, expresado como un porcentaje del volumen total del concreto, es entonces $1 - \rho_a'/\rho$. Este método es cubierto por la norma ASTM C 138-92 y se puede emplear cuando el peso específico del agregado y las proporciones de la mezcla son constantes. Un error de 1 por ciento en el contenido de aire calculado no es raro; este orden de error se esperaría a partir de la simple experiencia de determinar la densidad de especímenes de prueba nominalmente similares de concreto sin inclusión de aire.

En el *método volumétrico* se determina la diferencia en los volúmenes de una muestra de concreto compactado antes y después de que el aire se haya expulsado. El aire se elimina por agitación, inversión, rodamiento y oscilación; la operación se efectúa en un recipiente especial de dos partes. La norma ASTM C 173-94 prescribe los detalles de la prueba. La dificultad principal se halla en el hecho de que la masa de agua que reemplaza al aire es pequeña en comparación con la masa total del concreto. El método es apropiado para concreto que contiene cualquier tipo de agregado.

El método más popular, y el mejor adaptado para uso en la obra, es el *método de presión*. Se basa en la relación entre el volumen de aire y la presión aplicada (a una temperatura constante) dada por la ley de Boyle. No se necesita conocer las proporciones de la mezcla ni las propiedades de los materiales y, cuando se utilizan medidores de aire comerciales, no se requiere ningún cálculo ya que se proveen graduaciones directas en porcentaje de aire. Sin embargo, a altitudes elevadas se debe volver a calibrar el medidor de presión. El medidor no es conveniente para uso con agregados porosos o con concreto de peso ligero.

Un medidor común de aire del tipo de presión se muestra en la figura 11.12. El procedimiento consiste esencialmente en observar la disminución del volumen de una muestra de concreto compactado cuando se sujeta a una presión conocida. La presión se aplica con una bomba pequeña, tal como una bomba para bicicleta, y se mide con un manómetro. A causa del aumento de presión encima de la atmosférica, el volumen de aire del concreto disminuye y esto causa una caída en el nivel del agua encima del concreto. Si se dispone el nivel de agua para que varíe dentro de un tubo calibrado, un operario sin experiencia puede leer directamente el contenido de aire.

Las normas ASTM C 231-91b y BS 1881:Parte 106:1983 cubren la prueba, y proporcionan el método más seguro y exacto para determinar el contenido de aire del concreto.

Las pruebas se deberán ejecutar en el punto de colado del concreto para excluir el aire perdido en la transportación; preferiblemente, se deberá probar el concreto después de la compactación. Se deberá recordar que lo que se mide es el volumen total de aire del concreto, y no solamente el aire incluido con las características deseadas de vacíos de aire.

Por otra parte, se puede obtener un conocimiento detallado del sistema de vacíos de aire del concreto endurecido a partir de secciones pulidas de concreto por medio de un microscopio que use la técnica de intersección lineal^{11.19} o de un método modificado de cuenta de puntos que prescribe la norma ASTM C 457-90.

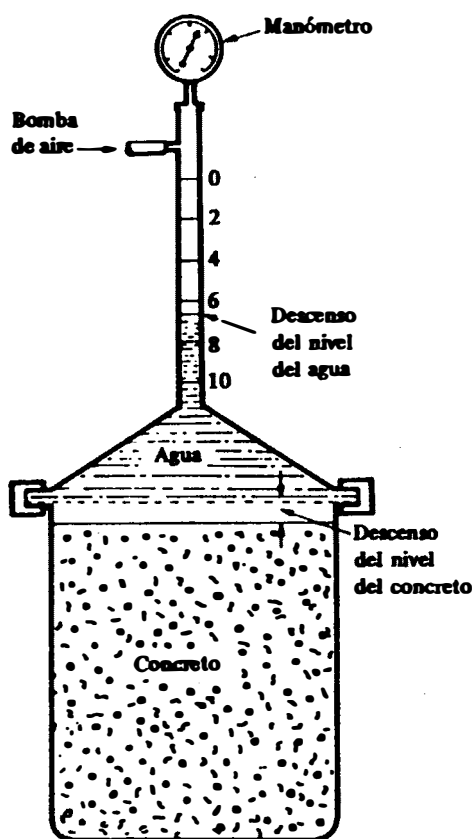


Figura 11.12 Medidor de aire del tipo de presión.

Pruebas de resistencia del concreto a congelación y deshielo

No existe ningún método normalizado para la determinación de la resistencia del concreto a ciclos de congelación y deshielo tales como los que pueden ocurrir en el concreto en servicio. Sin embargo, la norma ASTM C 666-92 prescribe dos procedimientos para la determinación de la resistencia del concreto a ciclos repetidos rápidos de congelación y deshielo; estos procedimientos se pueden utilizar para comparar varias mezclas. En el Procedimiento A, tanto la congelación como la deshielo ocurren en el agua; en el Procedimiento B, la congelación ocurre en el aire pero la deshielo ocurre en el agua. La congelación del concreto saturado en el agua es mucho más severa que en el aire,^{11.21} y el grado de saturación del espécimen al principio de las pruebas afecta también la rapidez de deterioro. La norma británica BS 5075: Parte 2:1982 también prescribe congelación en agua.

El deterioro del concreto se puede valorar de varias maneras. El método más común es medir el cambio en el módulo

dinámico de elasticidad del espécimen, la reducción en el módulo después de varios ciclos de congelación y deshielo expresa el deterioro del concreto. Este método indica el daño antes de que llegue a ser evidente ya sea visualmente o por otros métodos, aunque existen algunas dudas respecto a esta interpretación de la disminución en el módulo después de los primeros pocos ciclos de congelación y deshielo.^{11.20}

Con los métodos de la ASTM es común continuar congelando y descongelando por 300 ciclos o hasta que el módulo dinámico de elasticidad se reduce hasta 60 por ciento de su valor original, lo que ocurra primero. La durabilidad se puede valorar entonces como:

$$\text{factor de durabilidad} = \frac{\text{número de ciclos a fin de la prueba} \times \text{porcentaje del módulo original}}{300}$$

No hay criterios establecidos para la aceptación o rechazo del concreto en función del factor de durabilidad; su valor depende principalmente de una comparación de diferentes concretos, preferiblemente cuando sólo se cambia una variable (por ejemplo, agregado). Sin embargo, se puede obtener cierta orientación en la interpretación a partir de lo que sigue: un factor menor de 40 quiere decir que el concreto es probablemente insatisfactorio con respecto a la resistencia a congelación y deshielo; 40 a 60 es el rango para concretos con comportamiento dudoso; arriba de 60, el concreto es probablemente satisfactorio; y arriba de 100 se puede esperar que sea satisfactorio.

Los efectos de congelación y deshielo se pueden valorar también a partir de mediciones de la pérdida de resistencia a la compresión o de flexión o a partir de observaciones del cambio en longitud^{11.20} (usados en la norma ASTM C 666-92 y en BS 5075:Parte 2:1992) o en la masa del espécimen. Un cambio grande de longitud es una indicación de agrietamiento interno, un valor de 200×10^{-6} para pruebas en agua representa daño serio.^{11.60}

La medición de una disminución en la masa del espécimen es apropiada cuando el daño sucede principalmente en la superficie del espécimen, pero no es segura en casos de falla interna; los resultados también dependen del tamaño del espécimen. Se puede notar que, si la falla se debe primariamente a agregado sin sanidad, es más rápida y más severa que cuando se destruye primero la pasta de cemento endurecido. Se deberá añadir que las pruebas de la norma ASTM C 666-92 son útiles para evaluar la posibilidad de desarrollo de agrietamiento D a causa de la falta de sanidad del agregado grueso.^{11.36}

Otro método de prueba determina la dilatación del concreto sujeto a congelación lenta, y la norma ASTM C 671-94 lo prescribe; esto se menciona en la página 378.

Se puede ver que hay disponibles varias pruebas y medios devalorar, y no es sorprendente que la interpretación de los resultados de prueba sea difícil. Si las pruebas van a producir información indicativa del comportamiento del concreto en la práctica, las condiciones de prueba no deben ser fundamentalmente diferentes de las condiciones de campo. Una dificultad muy importante descansa en el hecho de que una prueba se debe acelerar, en comparación con las condiciones de congelación a la intemperie, y no se conoce en cuál etapa la aceleración afecta la importancia de los resultados de prueba. Una diferencia entre las condiciones de laboratorio y la exposición real se halla en el hecho de que, en el último caso, hay secado estacional durante los meses de verano, pero, con la saturación permanente impuesta en algunas de las pruebas de laboratorio, todos los vacíos de aire pueden finalmente llegar a saturarse con un deterioro consecuente del concreto. En realidad, probablemente el factor más importante que influye en la resistencia del concreto a los ciclos de congelación y deshielo es el grado de su saturación.^{11.58} Y esto puede aumentar por acrecentamiento prolongado de hielo durante el período de congelación; un ejemplo de tal exposición ocurre en aguas del Ártico. Por lo tanto, la duración del período de congelación en agua es importante.

Un aspecto importante de las pruebas de la norma ASTM C 666-92 es que el enfriamiento ocurre a una rapidez hasta de 11 °C/h mientras que, en la práctica, 3 °C/h es más usual. La rapidez máxima de enfriamiento de aire exterior en Europa fue reportada por Fagerlund^{11.58} como 6 °C/h. Sin embargo, cuando puede ocurrir radiación hacia el cielo claro en

una noche de invierno, la temperatura superficial del concreto se puede enfriar a una rapidez de 12 °C/h aun cuando el aire ambiental se enfría a 6 °C/h.

La influencia de la rapidez de enfriamiento sobre la resistencia del concreto a ciclos de congelación y deshielo fue demostrada por Pigeon y otros; como se muestra en la figura 11.13, cuanto más alta es la razón de enfriamiento, tanto más pequeño es el factor de separación requerido para la protección del concreto.

La vulnerabilidad del concreto (con una relación agua/cemento menor de 0.5) a congelación y deshielo en servicio depende del grado de hidratación de la pasta de cemento; se requiere tiempo para que se desarrolle una estructura densa de poros. El procedimiento normal de la norma ASTM C 666-92 requiere probar a la edad de 14 días, lo cual puede ser demasiado pronto. Sin embargo, el método de prueba estipula la elección de alguna otra edad.

Se puede afirmar que algunas pruebas aceleradas de congelación y deshielo dan por resultado la destrucción de concreto que en la práctica podría ser satisfactorio.^{11.22} Sin embargo, la capacidad del concreto para soportar un número considerable de ciclos de congelación y deshielo de laboratorio (digamos 150) es una indicación probable de su grado de durabilidad al estar sometido a las condiciones de servicio. Las pruebas de la norma ASTM C 666-92, sin embargo, muestran una gran dispersión en el rango medio de durabilidad. Aunque los números de ciclos de congelación y deshielo en una prueba y en el concreto real no están relacionados simplemente, puede ser interesante observar que,

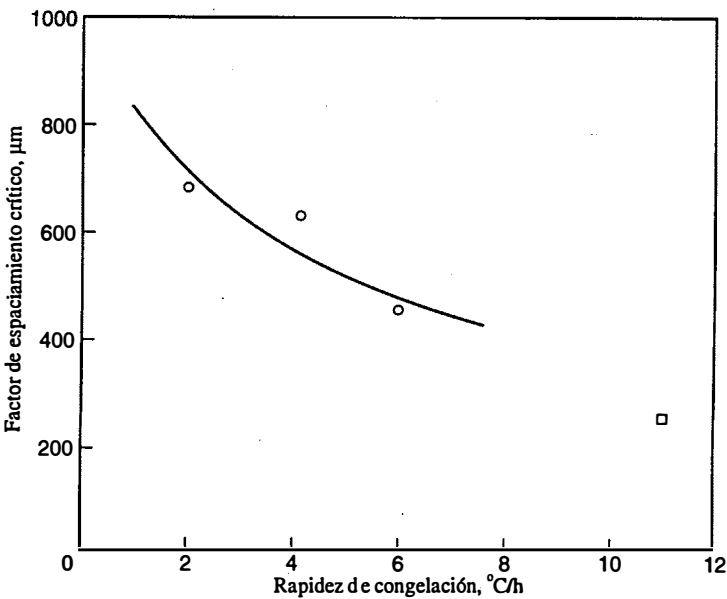


Figura 11.13 Relación entre la rapidez de congelación y el factor de separación requerida para la protección del concreto con una relación agua/cemento de 0.5. La línea representa datos de ref. 11.59 y los puntos de la ref. 11.15

en muchas partes de Estados Unidos, hay más de 50 ciclos por año.

El número de ciclos de congelación y deshielo al cual un elemento particular de concreto está expuesto en servicio no se determina fácilmente. El registro de la temperatura del aire es inadecuado. Por ejemplo, la situación se complica en un día soleado con nubes que pasan. La temperatura de la superficie del concreto expuesto directamente al sol puede elevarse en 10 °C sobre la temperatura del aire. Cuando el cielo se llena de nubes, el concreto se enfría.^{11.96} Así, varios ciclos de congelación y deshielo pueden ocurrir en un día. Estos casos son influidos por el ángulo de incidencia de la radiación solar, de manera que la exposición que da la cara al sur puede ser más peligrosa. Estos cambios rápidos de temperatura de la superficie del concreto pueden también inducir gradientes de temperatura perjudiciales.^{11.96} Se puede mencionar incidentemente, que, en algunas localizaciones del norte, hay sólo un ciclo de congelación y deshielo por año: su duración es de seis meses.

Efectos adicionales de la inclusión de aire

El propósito original de la inclusión de aire era hacer al concreto resistente a la congelación y deshielo. Éste es todavía el motivo más común para la incorporación de aire incluido en el concreto, pero hay algunos efectos adicionales de la inclusión de aire sobre las propiedades del concreto, algunos benéficas, otros no. Uno de los más importantes es la influencia de los vacíos sobre la resistencia del concreto en todas las edades. Se recordará que la resistencia del concreto es una función directa de su relación de densidades, y los vacíos causados por el aire incluido afectarán la resistencia de la misma manera que los vacíos de cualquier otro origen. La figura 11.14 muestra que cuando el aire incluido se agrega a una mezcla, sin que se haga ningún otro cambio en las proporciones de la misma, la disminución de la resistencia del concreto es proporcional al volumen de aire presente. El rango considerado es hasta de 8 por ciento de aire y por esto es que la parte curva de la relación resistencia/vacíos no es evidente (compárese con la figura 4.1). Que el origen del aire no es importante es claro por la línea de puntos de la figura 11.14 la cual muestra la relación de resistencia-contenido de aire para el caso en que los vacíos son debidos a compactación inadecuada, además de cuando ellos son causados por inclusión. El rango de mezclas de pruebas cubiertos con relaciones agua/cemento entre 0.45 y 0.72, y esto, muestra que la pérdida de resistencia expresada como una fracción de la resistencia del concreto libre de aire es independiente de las proporciones de la mezcla. La pérdida

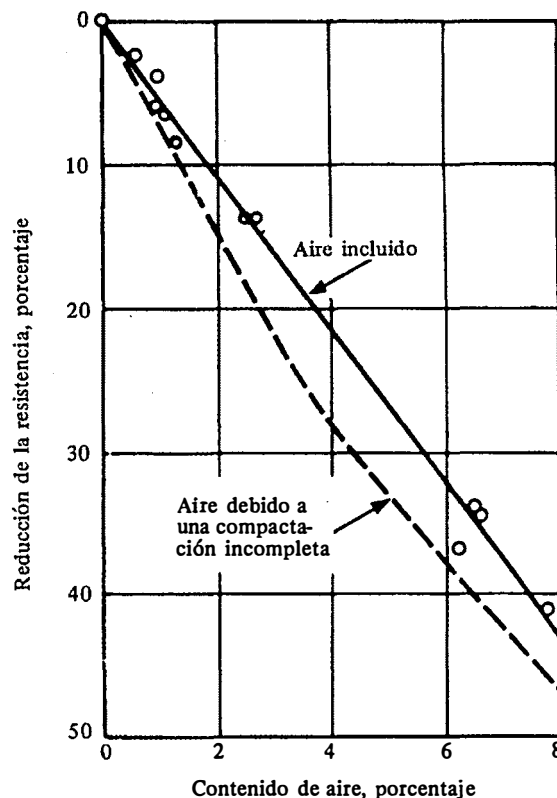


Figura 11.14 Efecto del aire incluido y accidental sobre la resistencia del concreto.^{11.18}

promedio de resistencia a compresión es 5.5 por ciento por cada punto porcentual de aire presente.^{11.18} El efecto sobre la resistencia a la flexión es mucho más pequeño. La relación entre el volumen de vacíos en el concreto y la pérdida de resistencia fue confirmada por Whiting y otros.^{11.55}

Se deberá notar que la resistencia es afectada por el volumen total de todos los vacíos presentes de aire atrapado, aire incluido, poros capilares y poros de gel. Cuando el aire incluido está presente en el concreto, el volumen total de poros capilares es menor porque una parte del volumen total de la pasta de cemento endurecido se compone de aire incluido. Éste no es un factor despreciable porque el volumen de aire incluido representa una proporción importante del volumen total de la pasta de cemento endurecido. Por ejemplo, en una mezcla de 1:3.4:4.2 con una relación agua/cemento de 0.80, los poros capilares a la edad de 7 días ocuparon 13.1 por ciento del volumen del concreto. Con aire incluido en una mezcla de la misma trabajabilidad (1:3.0:4.2 con una relación agua/cemento de 0.68), los poros capilares ocupaban 10.7 por ciento, pero el volumen de aire (incluido y atrapado) era 6.8 por ciento (comparado con 2.3 por ciento de la primera mezcla).^{11.24}

Ésta es una razón por la que la inclusión de aire no causa una gran pérdida de resistencia como se podría esperar. Pero una razón más importante es que la inclusión de aire tiene un efecto benéfico considerable sobre la trabajabilidad del concreto. Como resultado, para conservar constante la trabajabilidad, la adición de aire incluido puede estar acompañada por una reducción en la relación agua/cemento, en comparación con una mezcla similar sin aire incluido. Para mezclas muy pobres, digamos, con una relación agregado/cemento de 8 o mayor, y particularmente cuando se emplea agregado angular, la mejoría en trabajabilidad debida a la inclusión de aire es tal que la disminución en la relación agua/cemento equivale plenamente a la pérdida de resistencia causada por la presencia de vacíos. En el caso de estructuras de concreto masivo, en donde el desarrollo de calor de hidratación del cemento, y no la resistencia, es con frecuencia de importancia fundamental, el aire incluido permite el empleo de mezclas con contenidos bajos de cemento y, en consecuencia, una baja elevación de temperatura. En mezclas más ricas, el efecto de la inclusión de aire sobre la trabajabilidad es menor, de manera que la relación agua/cemento se puede disminuir sólo un poco, y hay una pérdida neta de resistencia. En términos generales, la inclusión de 5 por ciento de aire aumenta el factor de compactación del concreto en alrededor de 0.03 a 0.07, y el revenimiento en 15 a 50 mm,^{11.18} pero los valores reales varían con las propiedades de la mezcla. La inclusión de aire es también efectiva en la mejoría de la trabajabilidad de las mezclas más bien ásperas con agregado de peso ligero.

La razón del mejoramiento de la trabajabilidad por el aire incluido es probablemente que las burbujas de aire, conservadas esféricas por tensión superficial, actúan como un agregado fino de fricción superficial muy baja y de elasticidad considerable. La inclusión de aire en la mezcla hace que ésta se comporte realmente igual que una mezcla con más arena y, por esta razón, la adición de aire incluido deberá estar acompañada por una reducción del contenido de arena. El último cambio permite una reducción adicional del contenido de agua de la mezcla, es decir, es posible una compensación adicional de la pérdida de resistencia debida a la presencia de vacíos.

Es interesante observar que el aire incluido afecta la consistencia o "movilidad" de la mezcla de una manera cualitativa: se puede decir que la mezcla es más "plástica", así que para la misma trabajabilidad, según se mide, digamos, por el factor de compactación, la mezcla que contiene aire incluido es más fácil de colar y de compactar que la mezcla que no contiene aire.

La presencia de aire incluido es también útil para reducir el sangrado: las burbujas de aire parecen mantener las particu-

las sólidas en suspensión para que la sedimentación se reduzca y el agua no sea expulsada. Por esta razón, también se reducen, la permeabilidad y la formación de material débil, y esto da por resultado resistencia mejorada a la congelación y deshielo de la capa superior de una losa o de un colado. Esto es importante para el efecto benéfico de la inclusión de aire sobre la acción destructiva de los agentes descongelantes. El aire incluido reduce la segregación durante el manejo y la transportación ya que la mezcla es más cohesiva, pero la segregación causada por vibración excesiva es todavía posible, particularmente a medida que, en esas condiciones, las burbujas de aire son expulsadas.

La adición de aire incluido disminuye la densidad del concreto y hace que el agregado y el cemento "rinden más". Esto ofrece una ventaja económica que es equilibrada sin embargo por el costo del aditivo para inclusión de aire y de las operaciones asociadas.

Efectos de los agentes descongelantes

Las superficies horizontales, tales como losas de caminos y puentes que están sujetos a congelación y deshielo, son muchas veces tratadas con agentes descongelantes con el propósito de remover nieve y hielo. Estos agentes tienen un efecto adverso sobre el concreto, conduciendo a descascaramiento superficial y algunas veces a la corrosión del acero de refuerzo. Este último tema se trata más adelante en este capítulo.

Las sales utilizadas comúnmente son NaCl y CaCl₂, de las cuales la última es más costosa. Las sales producen presión osmótica y causan movimiento de agua hacia la capa superior de la losa cuando sucede la congelación,^{11.4} y se desarrolla presión hidráulica.^{11.92} Así la acción es similar a la congelación y deshielo ordinarios, pero es más severa. En verdad, el daño causado por los agentes descongelantes es primariamente físico, y no químico, en absoluto,^{11.13} y es independiente de, si el descongelante es orgánico o no, o de si es una sal o no. Sin embargo, hay alguna posibilidad de lixiviación del Ca(OH)₂, el cual tiene mayor solubilidad en una solución de cloruro que en agua;^{11.32} y es también posible que se formen cloroaluminatos con el mojado y el secado.^{11.32}

Mather^{11.30} sugirió la secuencia siguiente. El agente descongelante funde la nieve o el hielo, siendo el agua resultante encharcada por el hielo adyacente. El agua es realmente una solución de sal y, por lo tanto, tiene una temperatura de congelación menor. El concreto absorbe algo de esta solución con la cual puede llegar a saturarse. A medida que se funde más hielo, el agua fundida llega a diluirse hasta que su temperatura de congelación se eleva hasta cer-

ca de la temperatura de congelación del agua. Entonces ocurre otra vez la congelación. Así, la congelación y deshielo ocurren tan frecuentemente como sin el uso de agentes descongelantes, o aun con más frecuencia, porque una capa de hielo potencialmente aisladora ha sido destruida. En consecuencia, se puede decir que los agentes descongelantes aumentan la saturación, y posiblemente también aumentan el número de ciclos de congelación y deshielo.

Una confirmación indirecta de este comportamiento la ofrece el hecho de que el daño más grande ocurre cuando el concreto es expuesto a concentraciones relativamente bajas de sales, (solución de 2 a 4 por ciento)^{11.13} (figura 11.15).

Un factor adicional que contribuye al daño del concreto es la caída repentina de la temperatura del concreto subsuperficial cuando el hielo se funde y extrae el calor latente; esta es una forma de choque térmico que puede dar por resultado la congelación rápida.

La inclusión de aire hace al concreto mucho más resistente a descascararse superficialmente, de la misma manera que provee resistencia a la congelación y deshielo sin el empleo de agentes descongelantes. El concreto deberá tener una relación agua/cemento no mayor que 0.40 y un contenido de cemento de al menos 310 kg/m³.^{11.56} El concreto de alta resistencia muestra muy buena resistencia al descascamiento.^{11.61}

Numerosas pruebas sobre descascamiento por sales han demostrado que el grado del daño es sensible al procedimiento adoptado. Por ejemplo, el secado al aire del concreto después del curado húmedo pero antes de la exposición a ciclos, aumenta la resistencia al descascarado superficial.^{11.31} Sin embargo, el secado completo debe ser prece-

dido por curado húmedo de duración suficiente para que la pasta de cemento se hidrate bastante. Por lo tanto, en la práctica, el colado del concreto deberá tener lugar en la época del año en que se pueda aplicar un buen curado, seguido por un período de secado completo. Se deben evitar el sangrado y la lechosidad excesivos.

El daño más severo ocurre cuando el concreto está sujeto a congelación y deshielo alternados mientras la solución para descongelar permanece en la superficie superior del elemento, en lugar de reemplazarse con agua fresca antes de cada recongelación.^{11.13} Por otra parte, si se elimina el líquido de la superficie del concreto antes del nuevo congelamiento, no ocurre descascamiento, aún en concreto sin aire incluido.^{11.13}

La resistencia del concreto a los agentes descongelantes se puede averiguar con el método de prueba de la norma ASTM C 672-92, en el cual los especímenes se sujetan a ciclos de congelación cuando están cubiertos con una solución de cloruro de calcio seguida de deshielo en el aire. La valoración del descascamiento se hace visualmente.

Puesto que los cloruros que penetran hasta el acero de refuerzo conducen a la corrosión, es conveniente el empleo de agentes descongelantes sin cloruros. Uno de éstos es la urea, la cual, con todo, contamina el agua y es menos efectiva en la remoción de hielo. El acetato de magnesio de calcio es efectivo, aunque lento para actuar, pero es muy caro.

Se puede obtener alguna protección del concreto contra la acción dañina de los agentes descongelantes sellándolo con aceite de linaza. El aceite de linaza hervido, diluido en partes iguales con keroseno o alcoholes minerales, se aplica sobre la superficie del concreto, el cual debe estar seco; se aplican dos capas. El aceite retarda el ingreso de la solución descongelante pero no sella la superficie del concreto como para impedir la evaporación. El aceite de linaza oscurece el color del concreto, y la aplicación no uniforme puede producir una superficie de mal aspecto. Es necesario volver a sellar después de pocos años. Se pueden también utilizar silano y oxosilano, pero esto es un tema especializado.

Ataque de cloruros *

El ataque de cloruros se distingue en que la acción principal es la corrosión del acero de refuerzo, y es sólo como consecuencia de esta corrosión que se daña el concreto circundante. La corrosión del acero de refuerzo es una de las causas mayores de deterioro de las estructuras de concreto reforzado en muchas localizaciones. El amplio tema de la

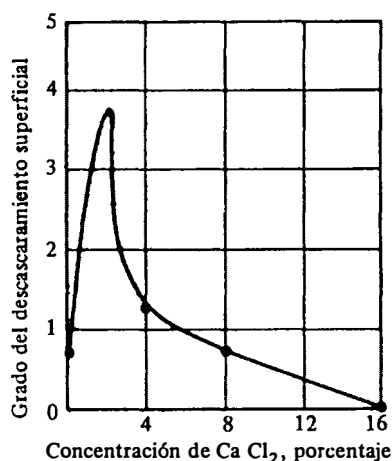


Figura 11.15 Efecto de la concentración de CaCl₂ sobre el descascamiento de concreto con inclusión de aire después de 50 ciclos de congelación y deshielo (sin remoción de la solución).^{11.13} La extensión del descascamiento superficial se evalúa desde 0= no descascamiento, hasta 5 = descascamiento severo.

* Las secciones sobre el ataque de cloruros al concreto reforzado fueron publicados sustancialmente en la referencia 11.37

corrosión del acero, así como de otros metales, ahogados en el concreto (véase ACI 222R-89),^{11,82} está fuera del alcance de este libro, y se intenta limitar esta exposición a la consideración de aquellas propiedades del concreto que influyen en la corrosión, con énfasis en el transporte de los iones de cloruro a través del recubrimiento de concreto del acero de refuerzo.

No obstante, una descripción breve del mecanismo de la corrosión inducida por cloruros será útil en la comprensión de los procesos involucrados.

Mecanismo de la corrosión inducida por cloruros

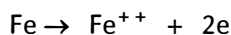
La capa pasiva de protección sobre la superficie del acero ahogado se mencionó en la página 347. Esta capa, que se autogenera pronto después del comienzo de la hidratación del cemento, se compone de $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ adherido fuertemente al acero. Mientras esta película de óxido está presente, el acero permanece intacto. Sin embargo, los iones de cloruro destruyen la película y, en presencia de agua y de oxígeno, ocurre la corrosión. Verbeck^{11,63} describió los iones de cloruros como “un destructor específico y único”.

Puede ser útil añadir que, con tal que la superficie del acero de refuerzo esté libre de herrumbre suelta (una condición que siempre se especifica), la presencia de herrumbre en el momento en que el acero es ahogado en el concreto no influye en la corrosión.^{11,78}

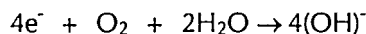
A continuación se hace una descripción breve del fenómeno de la corrosión. Cuando existe una diferencia de potencial eléctrico a lo largo del acero en el concreto, se

establece una celda electroquímica: se forman regiones anódicas y catódicas, conectadas por el electrólito en la forma del agua de poros en la pasta de cemento endurecido. Los iones ferrosos con carga positiva Fe^{++} del ánodo pasan a la solución, mientras que los electrones libres con carga negativa e^- pasan a través del acero dentro del cátodo donde los constituyentes del electrolito los absorben y se combinan con el agua y el oxígeno para formar iones de hidróxido $(\text{OH})^-$. Éstos viajan a través del electrólito y se combinan con los iones ferrosos para formar óxido férrico que se convierte por oxidación adicional para formar herrumbre (véase la figura 11.16). Las reacciones comprendidas son las siguientes:

reacciones anódicas:



reacción catódica:



Se puede ver que el oxígeno se consume y el agua se regenera, pero esto es necesario para que el proceso continúe. Así, no hay corrosión en el concreto seco, probablemente a una humedad relativa menor de 60 por ciento: ni hay corrosión en el concreto plenamente inmerso en agua, excepto cuando el agua puede incluir aire, por ejemplo, por la acción de olas. La humedad relativa óptima para la corrosión es de 70 a 80 por ciento. A humedades relativas más altas, la difusión de oxígeno a través del concreto se reduce considerablemente.

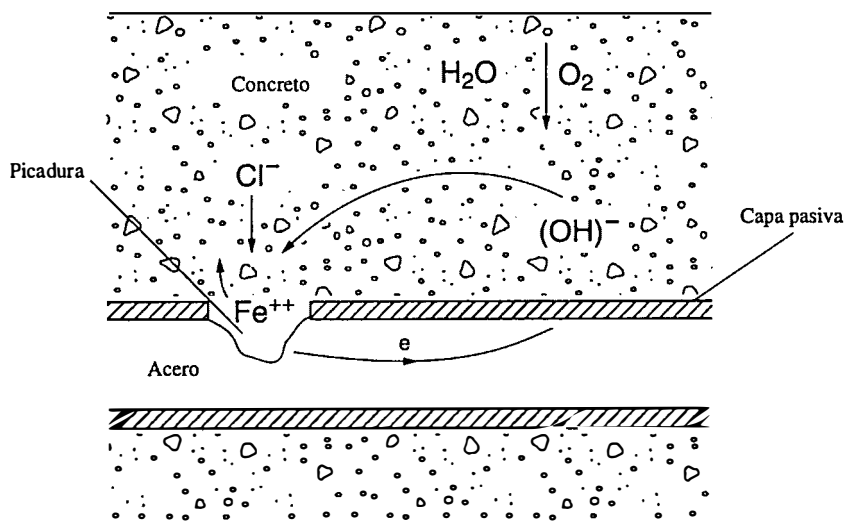
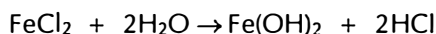


Figura 11.16 Representación esquemática de corrosión electroquímica en presencia de cloruros.

Las diferencias de potencial electroquímico pueden surgir a partir de diferencias en el medio ambiente del concreto, por ejemplo, cuando una parte de éste está sumergida permanentemente en el agua de mar y otra parte está expuesta a mojado y secado periódicos. Una situación similar puede surgir cuando existe una diferencia considerable en el espesor del recubrimiento para un sistema de acero que está conectado eléctricamente. Se forman celdas electroquímicas también a causa de una variación en la concentración de sales en el agua de poros o a causa de accesos no uniformes para el oxígeno.

Para que se inicie la corrosión, se debe penetrar la capa pasiva. Los iones de cloruro activan la superficie del acero para formar un ánodo, siendo el cátodo la superficie pasiva. Las reacciones comprendidas son las siguientes:



Así, se regenera el Cl^- de manera que la herrumbre no contiene cloruro, aunque se forma cloruro ferroso en la etapa intermedia.

Puesto que la celda electroquímica requiere una conexión entre el ánodo y el cátodo por el agua de poros, así como por el mismo acero de refuerzo, el sistema de poros de la pasta de cemento endurecido es un factor mayor que influye en la corrosión. En términos eléctricos, es la resistencia de la "conexión" a través del concreto la que controla el flujo de la corriente. La resistividad eléctrica del concreto es influida de manera importante por su contenido de humedad, por la composición iónica del agua de poros y por la continuidad del sistema de poros de la pasta de cemento endurecido.

Hay dos consecuencias de la corrosión del acero. La primera es que los productos de corrosión ocupan un volumen varias veces más grande que el acero original de manera que su formación da por resultado el agrietamiento (característicamente paralelo al refuerzo de acero), el descascamiento o la delaminación del concreto (véase la figura 11.17). Esto hace más fácil el ingreso de los agentes agresivos hacia el acero, con un aumento consecuente de la rapidez de corrosión. La segunda es que el progreso de la corrosión en el ánodo reduce el área de sección recta del acero, reduciendo así su capacidad de soportar carga. Con relación a esto, hay

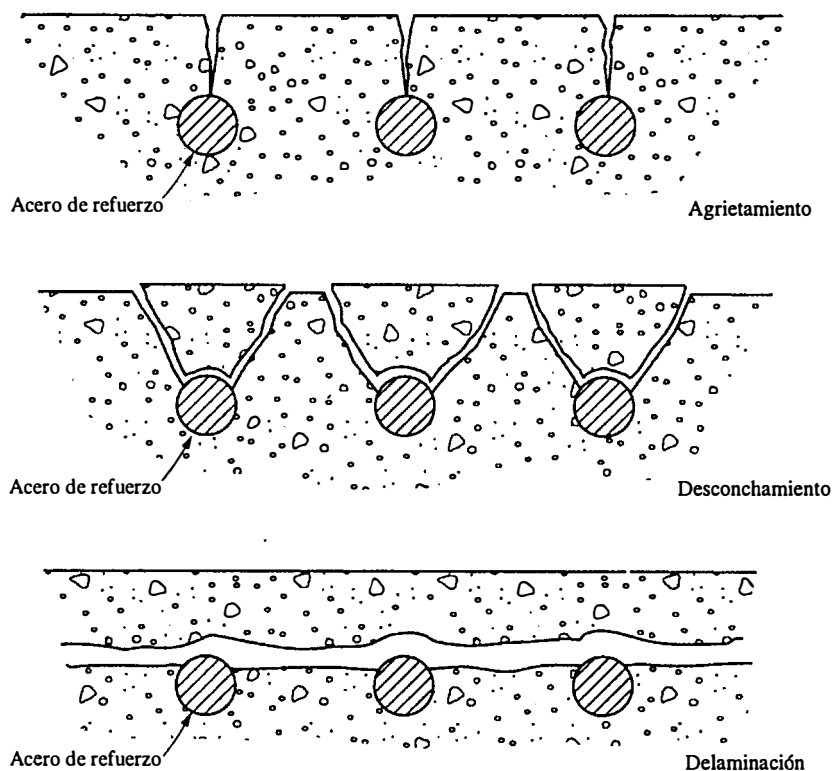


Figura 11.17 Representación diagramática de daño inducido por corrosión: agrietamiento, desconchamiento y delaminación.

que señalar que la corrosión inducida por cloruros se localiza en un ánodo pequeño, ocurriendo la picadura del acero.

Cuando el suministro de oxígeno está severamente limitado, puede ocurrir corrosión lenta. Los productos de corrosión, que son menos voluminosos que en circunstancias normales, pueden moverse dentro de los vacíos del concreto sin un desarrollo progresivo de agrietamiento o descascaramiento.

Cloruros en la mezcla

Los cloruros pueden estar presentes en el concreto porque ellos se han incorporado en la mezcla a través del empleo de agregado contaminado o de agua de mar o de agua salobre, o por aditivos que contienen cloruros. Ninguno de estos materiales se deberá permitir en el concreto reforzado, y las normas prescriben generalmente límites estrictos en el contenido de cloruros del concreto procedente de cualquier fuente. Por ejemplo, la norma BS 8110:Parte 1:1985 limita el contenido total de iones de cloruro en el concreto reforzado a 0.40 por ciento por masa de cemento. Los mismos límites prescribe la norma europea ENV 206:1992. El enfoque del ACI 318-89 (Revisado en 1992)^{11.56} es considerar sólo iones de cloruros *solubles en agua*. Sobre esa base, el contenido de iones de cloruro del concreto se limita a 0.15 por ciento por masa de cemento. Los dos valores no son considerablemente diferentes uno de otro pues los cloruros solubles en agua son sólo una parte del contenido total de cloruros, a saber, los cloruros libres en el agua de poros. La distinción entre cloruros *libres* y cloruros *adheridos* se considera en la página 397, pero, en esta etapa, se puede observar que el contenido total de cloruros se determina como el contenido de cloruros *solubles en ácido*, empleando la norma ASTM C 1152-90 o BS 1881:Parte 124:1988. En la presencia de algunos aditivos, la titulación potenciométrica no da un valor mayor de cloruro, contenido que se manifiesta en un cambio de color. Existen ahora varias técnicas para la determinación del contenido de cloruros solubles en agua.

Como una fuente posible de cloruros en la mezcla, el mismo cemento portland contiene sólo una cantidad muy pequeña, no más que el 0.01 por ciento por masa. Sin embargo, la escoria de alto horno granulada y molida puede tener un contenido importante de cloruros si su procesamiento comprende enfriamiento rápido con agua de mar.^{11.92} El agua para beber bien puede contener 250 ppm de iones de cloruro; a una relación agua/cemento de 0.4, el agua contribuiría con la misma cantidad de iones de cloruros que el cemento portland. En lo que corresponde al agregado, la norma BS 882:1992 da una guía sobre el contenido

máximo total de iones de cloruro; el cumplimiento de esta guía es probable que satisfaga los requisitos para concreto de las normas BS 5328: Parte 1:1997 y BS 8110: Parte 1:1985. Para concreto reforzado, el contenido de cloruros del agregado no deberá exceder de 0.05 por ciento por masa del agregado total; esto se reduce hasta 0.03 por ciento cuando se emplea cemento resistente a sulfatos. Para concreto presforzado, la cifra correspondiente es 0.01 por ciento.

Los diversos límites para cloruros mencionados en esta sección son generalmente conservadores, de manera que el cumplimiento con ellos deberá asegurar que sea nula la corrosión inducida por cloruros, a menos que ingresen más cloruros dentro del concreto en servicio. Pfeifer^{11.40} duda sobre la opinión de que los límites son conservadores.

Ingreso de cloruros

El problema del ataque de cloruros surge comúnmente cuando los iones ingresan desde el exterior. Esto puede ser causado por sales descongelantes un tema analizado en la página 391. Otra fuente, particularmente importante, de iones de cloruro es el agua de mar en contacto con el concreto. Los cloruros también se pueden depositar sobre la superficie de concreto en la forma de gotitas muy finas de agua de mar que lleva el aire (extraídas desde el mar por turbulencia y transportadas por el viento) o de polvo que lleva el aire que subsecuentemente llega a humedecerse con el rocío. Es útil señalar que los cloruros que lleva el aire pueden viajar distancias considerables: se ha informado de 2 km,^{11.75} pero es posible que viajen por distancias todavía mayores, lo que depende del viento y de la topografía. La configuración de las estructuras también afecta el movimiento de sales llevadas por el aire: cuando ocurren remolinos en el aire, las sales pueden alcanzar las superficies de las estructuras más próximas a tierra.

El agua freática salobre en contacto con el concreto es también una fuente de cloruros. Aunque éste es un caso raro, se puede mencionar que los cloruros pueden ingresar en el concreto por conflagración de materiales orgánicos que contienen cloruros. El ácido clorhídrico se forma y se deposita sobre la superficie del concreto cuando reacciona con iones de calcio en el agua de poros. El ingreso de iones de cloruro puede seguir.^{11.83}

Cualquiera que sea su origen externo, los cloruros penetran en el concreto por transporte de agua que los contiene, así como por difusión de los iones en el agua y por absorción. El ingreso prolongado y repetido, con el tiempo, puede dar por resultado una alta concentración de iones de cloruro en la superficie del acero de refuerzo.

Cuando el concreto está sumergido permanentemente, los cloruros ingresan hasta una profundidad considerable, pero, a menos que el oxígeno esté presente en el cátodo, no habrá ninguna corrosión. En el concreto que está a veces expuesto al agua de mar y a veces seco, el ingreso de cloruros es progresivo. Lo que sigue es una descripción de una situación que se encuentra a menudo en estructuras sobre la costa en un clima cálido.

El concreto seco embebe agua de mar por absorción y, en ciertas condiciones, puede continuar haciéndolo así hasta llegar a saturarse. Si las condiciones externas cambian luego a secas, la dirección del movimiento del agua llega a invertirse y el agua se evapora desde los extremos de los poros capilares abiertos hacia el aire circundante. Sin embargo, es sólo el agua pura lo que se evapora, y las sales son dejadas como residuos. Así, la concentración de sales del agua todavía en el concreto aumenta cerca de la superficie de éste. El gradiente de concentración así establecido conduce las sales del agua que está cerca de la superficie del concreto hacia las zonas de concentración más baja, es decir, hacia adentro; esto es transporte por difusión. Según sean la humedad relativa externa y la duración del período de secado, es posible para casi toda el agua de la zona exterior del concreto evaporarse, de manera que el agua que permanece en el interior llegará a saturarse con sal y la sal excedente se precipitará completamente como cristales.

Se puede ver que, en efecto, el agua se traslada hacia afuera y la sal hacia adentro. El ciclo siguiente de humedecimiento con agua salada traerá más sal presente en solución dentro de los poros capilares. El gradiente de concentración decrece ahora hacia afuera a partir de un valor pico a cierta profundidad a partir de la superficie, y algunas de las sales pueden difundirse hacia la superficie del concreto. Sin embargo, si el período de humedecimiento es corto y el secado se vuelve a reiniciar rápidamente, el ingreso de agua salada llevará las sales a gran profundidad dentro del concreto; el secado posterior eliminará el agua pura, dejando las sales.

La extensión exacta del movimiento de sal depende de la longitud de los períodos de mojado y secado. Se puede recordar que el mojado del concreto ocurre en forma muy rápida y que el secado es mucho más lento; el interior del concreto nunca se seca completamente. Habrá que observar que la difusión de los iones durante los períodos húmedos es bastante lenta.

Así, es evidente que un ingreso progresivo de sales hacia el acero de refuerzo ocurre con mojado y secado alternado, y se establece un perfil de cloruros de la clase que se muestra en la figura 11.18. El perfil se determina mediante el análisis químico de muestras de polvo obtenidas por taladrado progresivo a diferentes profundidades a partir de la superficie.

Algunas veces, hay una concentración más baja de cloruros en los 5 mm exteriores (aproximadamente) del concreto, donde tiene lugar movimiento rápido de agua, de manera que las sales son llevadas rápidamente una corta distancia hacia el interior. El contenido máximo de iones de cloruro en el agua de poros puede exceder la concentración en agua de mar; esto se observó después de 10 años de exposición.¹¹⁻⁷¹ El hecho fundamental es que, con el paso del tiempo, una cantidad suficiente de iones de cloruro alcanzará la superficie del acero de refuerzo. Que constituye una cantidad "suficiente" se analizará en la sección subsiguiente.

Como se acaba de mencionar, el ingreso de cloruros en el concreto es fuertemente influido por la secuencia exacta de mojado y secado. Esta secuencia varía de una localización a otra, y depende del movimiento del mar y del viento, de la exposición al sol, y del uso de la estructura. Así, aun diferentes partes de la misma estructura pueden experimentar un modelo diferente de mojado y secado; esto explica por qué, algunas veces, hay una variación considerable en la el alcance del daño por corrosión en una sola estructura.

No es sólo el mojado y secado de la zona superficial del concreto lo que influye en el ingreso de los cloruros; el secado hasta una profundidad mayor deja que el mojado subsiguiente lleve los cloruros muy adentro del concreto, acelerando así el ingreso de iones de cloruro. Por esta razón, el concreto de la zona de mareas (donde el período de secado es corto) es menos vulnerable a corrosión que el concreto en la zona de salpicadura (donde el mojado puede ocurrir sólo cuando el mar está alto o el viento es fuerte). Lo

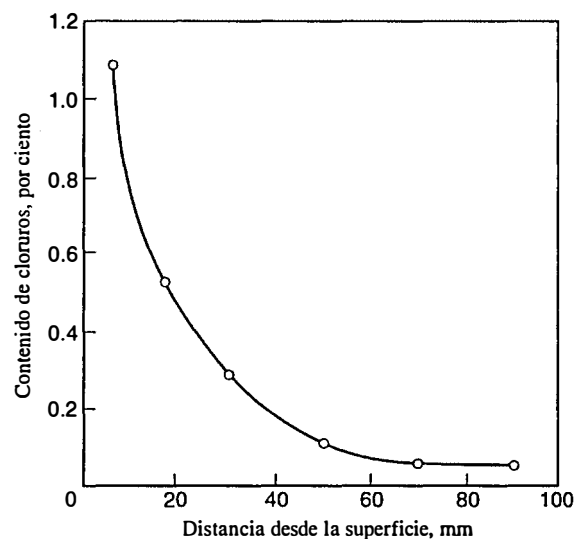


Figura 11.18 Un ejemplo del perfil de contenido total de iones de cloruro como un porcentaje de la masa de cemento: los puntos muestran promedios sobre incrementos de 10 o 20 mm.

más vulnerable es el concreto humedecido ocasionalmente por el agua de mar, como es el caso de las áreas alrededor de postes (donde se enrollan las cuerdas mojadas) o en la cercanía de tomas de agua para incendios (que utilizan agua de mar), o en áreas industriales sujetas a baldeo con agua de mar, pero expuestas en otras ocasiones a los efectos secantes del sol y de la alta temperatura.

Contenido inicial de iones de cloruros

Se mencionó que, para que se inicie la corrosión, ha de haber cierta concentración mínima de iones de cloruro en la superficie del acero. Sin embargo, no existe ninguna concentración inicial válida universalmente. En lo que corresponde a cloruros incorporados en la mezcla original, la concentración inicial fue considerada en la página 395. Es útil añadir que la presencia de una cantidad excesiva dada de cloruros en la mezcla original tiene por resultado una acción más agresiva, y, en consecuencia, una rapidez de corrosión más alta, que cuando la misma cantidad de cloruros ha ingresado dentro del concreto durante el servicio.^{11.64}

En lo que toca a los cloruros que han ingresado en el concreto, es aún más difícil establecer una concentración inicial de iones de cloruro abajo de la cual no hay corrosión. Este comienzo depende de numerosos factores, muchos de los cuales todavía no se entienden perfectamente. Además, la distribución de cloruros dentro de la pasta de cemento endurecido no es uniforme, según se observa en perfiles de cloruros de estructuras reales. Para propósitos prácticos, la prevención de la corrosión descansa en el control del ingreso de cloruros por medio del espesor del recubrimiento del acero de refuerzo y por la penetrabilidad del recubrimiento de concreto.

Aunque, con cualesquiera circunstancias dadas, puede haber un contenido inicial de cloruros para que se inicie la corrosión, su progreso depende de la resistividad de la pasta de cemento endurecido, la cual varía con la humedad, y de la disponibilidad del oxígeno, la cual es afectada por la inmersión del concreto.

En todo caso, no es el contenido total de cloruros lo que cuenta para la corrosión. Una parte de los cloruros está adherida químicamente, siendo incorporada en los productos de hidratación del cemento. Otra parte de los cloruros está adherida físicamente, siendo absorbida en la superficie de los poros de gel. Es sólo la tercera parte de los cloruros, a saber, los cloruros libres, la que está disponible para la reacción agresiva con el acero. Sin embargo, la distribución de los iones de cloruro entre las tres formas no es permanente ya que hay una situación de equilibrio tal que algunos de los iones de cloruro libres están siempre presentes en el agua

de poros. Por consiguiente, sólo los iones de cloruro que exceden los necesarios para este equilibrio pueden llegar a adherirse.

Adhesión de iones de cloruros

La forma principal de adhesión de iones de cloruros es por la reacción con C₃A para formar cloraluminato de calcio, 3CaO.Al₂O₃.CaCl₂.10H₂O, algunas veces llamada *sal de Friedel*. Una reacción similar con C₄AF da por resultado cloroferrita de calcio, 3CaO.Fe₂O₃.CaCl₂.10H₂O. En consecuencia más iones de cloruro se adhieren cuando el contenido de C₃A del cemento es mayor. Por esta razón, se acostumbraba pensar que los cementos con un alto contenido de C₃A, y también cuando el contenido de cemento de la mezcla es más alto propiciaban una buena resistencia a la corrosión.

Esto puede ser cierto cuando los iones de cloruro están presentes en el momento del mezclado (una situación que no se deberá permitir) pues pueden reaccionar rápidamente con C₃A. Sin embargo, cuando los iones de cloruro ingresan dentro del concreto, se forma una cantidad más pequeña de cloroaluminatos, y, en algunas circunstancias futuras, estos pueden llegar a disociarse, liberando iones de cloruro para volver a surtir aquellos eliminados del agua de poros por transporte hasta la superficie del acero.

Un factor más en la decisión sobre el contenido deseable de C₃A del cemento es la posibilidad de ataque de sulfatos sobre algunas partes de la estructura dada, que no son aquellas sujetas al ingreso de agua del mar. Como se mencionó en la página 52, la resistencia a los sulfatos requiere un contenido bajo de C₃A en el cemento. Por estas varias razones, se piensa hoy en día que un cemento moderadamente resistente a los sulfatos, el tipo II, ofrece el mejor compromiso.

En el caso de cementos que contienen escoria de alto horno granulada y molida, se ha sugerido que la adherencia de cloruros ocurre también por los aluminatos de la escoria, pero esto no se ha confirmado totalmente.^{11.91}

Con relación a un uso posible del cemento con alto contenido de C₃A, se deberá recordar que un contenido alto de C₃A da por resultado una rapidez más alta y más temprana de evolución de calor, y por lo tanto, una elevación de temperatura. Este comportamiento puede ser dañino en estructuras de concreto masivo moderadamente grandes expuestas al mar.^{11.88}

Algunas normas, por ejemplo la BS 8110: Parte 1:1985, limitan severamente el contenido de cloruros cuando se emplea cemento resistente a sulfatos (de tipo V), en el supuesto de que los cloruros afectan adversamente la resistencia a los

Cuando el concreto está sumergido permanentemente, los cloruros ingresan hasta una profundidad considerable, pero, a menos que el oxígeno esté presente en el cátodo, no habrá ninguna corrosión. En el concreto que está a veces expuesto al agua de mar y a veces seco, el ingreso de cloruros es progresivo. Lo que sigue es una descripción de una situación que se encuentra a menudo en estructuras sobre la costa en un clima cálido.

El concreto seco embebe agua de mar por absorción y, en ciertas condiciones, puede continuar haciéndolo así hasta llegar a saturarse. Si las condiciones externas cambian luego a secas, la dirección del movimiento del agua llega a invertirse y el agua se evapora desde los extremos de los poros capilares abiertos hacia el aire circundante. Sin embargo, es sólo el agua pura lo que se evapora, y las sales son dejadas como residuos. Así, la concentración de sales del agua todavía en el concreto aumenta cerca de la superficie de éste. El gradiente de concentración así establecido conduce las sales del agua que está cerca de la superficie del concreto hacia las zonas de concentración más baja, es decir, hacia adentro; esto es transporte por difusión. Según sean la humedad relativa externa y la duración del período de secado, es posible para casi toda el agua de la zona exterior del concreto evaporarse, de manera que el agua que permanece en el interior llegará a saturarse con sal y la sal excedente se precipitará completamente como cristales.

Se puede ver que, en efecto, el agua se traslada hacia afuera y la sal hacia adentro. El ciclo siguiente de humedecimiento con agua salada traerá más sal presente en solución dentro de los poros capilares. El gradiente de concentración decrece ahora hacia afuera a partir de un valor pico a cierta profundidad a partir de la superficie, y algunas de las sales pueden difundirse hacia la superficie del concreto. Sin embargo, si el período de humedecimiento es corto y el secado se vuelve a reiniciar rápidamente, el ingreso de agua salada llevará las sales a gran profundidad dentro del concreto; el secado posterior eliminará el agua pura, dejando las sales.

La extensión exacta del movimiento de sal depende de la longitud de los períodos de mojado y secado. Se puede recordar que el mojado del concreto ocurre en forma muy rápida y que el secado es mucho más lento; el interior del concreto nunca se seca completamente. Habrá que observar que la difusión de los iones durante los períodos húmedos es bastante lenta.

Así, es evidente que un ingreso progresivo de sales hacia el acero de refuerzo ocurre con mojado y secado alternado, y se establece un perfil de cloruros de la clase que se muestra en la figura 11.18. El perfil se determina mediante el análisis químico de muestras de polvo obtenidas por taladrado progresivo a diferentes profundidades a partir de la superficie.

Algunas veces, hay una concentración más baja de cloruros en los 5 mm exteriores (aproximadamente) del concreto, donde tiene lugar movimiento rápido de agua, de manera que las sales son llevadas rápidamente una corta distancia hacia el interior. El contenido máximo de iones de cloruro en el agua de poros puede exceder la concentración en agua de mar; esto se observó después de 10 años de exposición.^{11.71} El hecho fundamental es que, con el paso del tiempo, una cantidad suficiente de iones de cloruro alcanzará la superficie del acero de refuerzo. Que constituye una cantidad "suficiente" se analizará en la sección subsiguiente.

Como se acaba de mencionar, el ingreso de cloruros en el concreto es fuertemente influido por la secuencia exacta de mojado y secado. Esta secuencia varía de una localización a otra, y depende del movimiento del mar y del viento, de la exposición al sol, y del uso de la estructura. Así, aun diferentes partes de la misma estructura pueden experimentar un modelo diferente de mojado y secado; esto explica por qué, algunas veces, hay una variación considerable en la el alcance del daño por corrosión en una sola estructura.

No es sólo el mojado y secado de la zona superficial del concreto lo que influye en el ingreso de los cloruros; el secado hasta una profundidad mayor deja que el mojado subsiguiente lleve los cloruros muy adentro del concreto, acelerando así el ingreso de iones de cloruro. Por esta razón, el concreto de la zona de mareas (donde el período de secado es corto) es menos vulnerable a corrosión que el concreto en la zona de salpicadura (donde el mojado puede ocurrir sólo cuando el mar está alto o el viento es fuerte). Lo

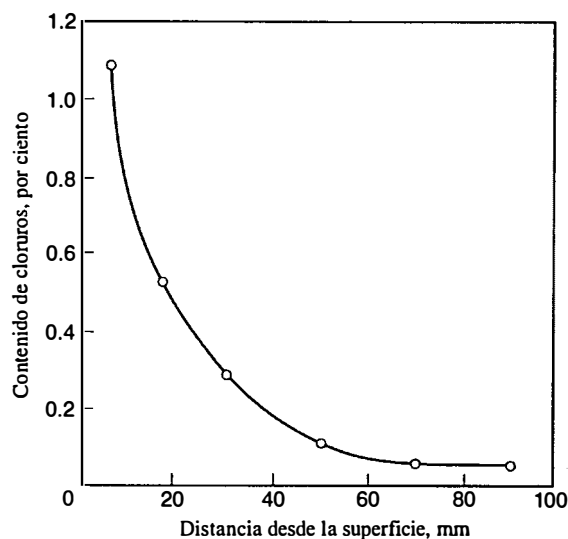


Figura 11.18 Un ejemplo del perfil de contenido total de iones de cloruro como un porcentaje de la masa de cemento: los puntos muestran promedios sobre incrementos de 10 o 20 mm.

más vulnerable es el concreto humedecido ocasionalmente por el agua de mar, como es el caso de las áreas alrededor de postes (donde se enrollan las cuerdas mojadas) o en la cercanía de tomas de agua para incendios (que utilizan agua de mar), o en áreas industriales sujetas a baldeo con agua de mar, pero expuestas en otras ocasiones a los efectos secantes del sol y de la alta temperatura.

Contenido inicial de iones de cloruros

Se mencionó que, para que se inicie la corrosión, ha de haber cierta concentración mínima de iones de cloruro en la superficie del acero. Sin embargo, no existe ninguna concentración inicial válida universalmente. En lo que corresponde a cloruros incorporados en la mezcla original, la concentración inicial fue considerada en la página 395. Es útil añadir que la presencia de una cantidad excesiva dada de cloruros en la mezcla original tiene por resultado una acción más agresiva, y, en consecuencia, una rapidez de corrosión más alta, que cuando la misma cantidad de cloruros ha ingresado dentro del concreto durante el servicio.^{11.64}

En lo que toca a los cloruros que han ingresado en el concreto, es aún más difícil establecer una concentración inicial de iones de cloruro abajo de la cual no hay corrosión. Este comienzo depende de numerosos factores, muchos de los cuales todavía no se entienden perfectamente. Además, la distribución de cloruros dentro de la pasta de cemento endurecido no es uniforme, según se observa en perfiles de cloruros de estructuras reales. Para propósitos prácticos, la prevención de la corrosión descansa en el control del ingreso de cloruros por medio del espesor del recubrimiento del acero de refuerzo y por la penetrabilidad del recubrimiento de concreto.

Aunque, con cualesquiera circunstancias dadas, puede haber un contenido inicial de cloruros para que se inicie la corrosión, su progreso depende de la resistividad de la pasta de cemento endurecido, la cual varía con la humedad, y de la disponibilidad del oxígeno, la cual es afectada por la inmersión del concreto.

En todo caso, no es el contenido total de cloruros lo que cuenta para la corrosión. Una parte de los cloruros está adherida químicamente, siendo incorporada en los productos de hidratación del cemento. Otra parte de los cloruros está adherida físicamente, siendo absorbida en la superficie de los poros de gel. Es sólo la tercera parte de los cloruros, a saber, los cloruros libres, la que está disponible para la reacción agresiva con el acero. Sin embargo, la distribución de los iones de cloruro entre las tres formas no es permanente ya que hay una situación de equilibrio tal que algunos de los iones de cloruro libres están siempre presentes en el agua

de poros. Por consiguiente, sólo los iones de cloruro que exceden los necesarios para este equilibrio pueden llegar a adherirse.

Adhesión de iones de cloruros

La forma principal de adhesión de iones de cloruros es por la reacción con C_3A para formar cloraluminato de calcio, $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$, algunas veces llamada *sal de Friedel*. Una reacción similar con C_4AF da por resultado cloroferrita de calcio, $3CaO \cdot Fe_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$. En consecuencia más iones de cloruro se adhieren cuando el contenido de C_3A del cemento es mayor. Por esta razón, se acostumbraba pensar que los cementos con un alto contenido de C_3A , y también cuando el contenido de cemento de la mezcla es más alto propiciaban una buena resistencia a la corrosión.

Esto puede ser cierto cuando los iones de cloruro están presentes en el momento del mezclado (una situación que no se deberá permitir) pues pueden reaccionar rápidamente con C_3A . Sin embargo, cuando los iones de cloruro ingresan dentro del concreto, se forma una cantidad más pequeña de cloroaluminatos, y, en algunas circunstancias futuras, estos pueden llegar a disociarse, liberando iones de cloruro para volver a surtir aquellos eliminados del agua de poros por transporte hasta la superficie del acero.

Un factor más en la decisión sobre el contenido deseable de C_3A del cemento es la posibilidad de ataque de sulfatos sobre algunas partes de la estructura dada, que no son aquellas sujetas al ingreso de agua del mar. Como se mencionó en la página 52, la resistencia a los sulfatos requiere un contenido bajo de C_3A en el cemento. Por estas varias razones, se piensa hoy en día que un cemento moderadamente resistente a los sulfatos, el tipo II, ofrece el mejor compromiso.

En el caso de cementos que contienen escoria de alto horno granulada y moliada, se ha sugerido que la adherencia de cloruros ocurre también por los aluminatos de la escoria, pero esto no se ha confirmado totalmente.^{11.91}

Con relación a un uso posible del cemento con alto contenido de C_3A , se deberá recordar que un contenido alto de C_3A da por resultado una rapidez más alta y más temprana de evolución de calor, y por lo tanto, una elevación de temperatura. Este comportamiento puede ser dañino en estructuras de concreto masivo moderadamente grandes expuestas al mar.^{11.88}

Algunas normas, por ejemplo la BS 8110: Parte 1:1985, limitan severamente el contenido de cloruros cuando se emplea cemento resistente a sulfatos (de tipo V), en el supuesto de que los cloruros afectan adversamente la resistencia a los

sulfatos. Se ha demostrado que éste no es el caso.^{11.76} Lo que sucede es que el ataque de sulfatos da por resultado una descomposición del cloroaluminato de calcio, haciendo que algunos iones de cloruro queden disponibles para corrosión; se forma sulfoaluminato de calcio.^{11.79}

La carbonatación de la pasta de cemento endurecido en la cual hay cloruros adheridos presentes tiene el efecto similar de liberar los cloruros adheridos y así aumentar el riesgo de corrosión. Ho y Lewis^{11.80} citan el hallazgo de Tuutti de que un incremento de concentración de iones de cloruros en el agua de poros ocurre 15 mm adelante del frente de carbonatación. Este efecto dañino de la carbonatación se añade a la disminución del valor del pH del agua de poros, de manera que bien puede resultar corrosión severa.

También se ha hallado, en pruebas de laboratorio,^{11.85} que aun la presencia de una cantidad pequeña de cloruros en el concreto con carbonato aumenta la rapidez de corrosión inducida por la alcalinidad baja del concreto con carbonato.

En la consideración tanto de la carbonatación como del ingreso de iones de cloruros, es importante recordar que la humedad relativa óptima para la carbonatación está entre 50 y 70 por ciento, mientras que la corrosión progresa rápidamente sólo a humedades más altas. La ocurrencia de ambas humedades relativas, una después de otra, es posible cuando el concreto está expuesto a períodos largos de mojado y secado alternados.

Otro caso tanto de ingreso de cloruros como de carbonatación se observó en paneles delgados de revestimiento de una edificación: los cloruros llevados por el aire ingresaban del exterior y alcanzaban el acero de refuerzo; la carbonatación progresaba a partir del interior de la edificación relativamente seca.

Volviendo al tema de la concentración de iones de cloruro presente en el agua de poros en una situación de equilibrio, se deberá notar que la concentración de iones de cloruro depende de los otros iones presentes en el agua de poros; por ejemplo, a un contenido total dado de iones de cloruro, cuanto más alta es la concentración de hidróxilos (OH^-) tantos más iones de cloruro están presentes.^{11.66} Por esta razón, se considera que la relación de Cl/OH afecta al progreso de la corrosión, pero generalmente no se pueden hacer afirmaciones válidas. También se ha hallado que, para una cantidad dada de iones de cloruro en la mezcla, significativamente hay más iones de cloruro libres con NaCl que con CaCl_2 .^{11.67}

Por causa de estos varios factores, la proporción de iones de cloruro adheridos varía desde 80 por ciento hasta bien abajo de 50 por ciento del contenido total de iones de cloruro. Por lo tanto, puede no existir un valor fijo y único de la can-

tidad total de iones de cloruro debajo de la cual la corrosión no ocurrirá. Las pruebas^{11.66, 11.68} han demostrado que, como consecuencia de los diversos requerimientos de equilibrio del agua de poros, la masa de cloruros adheridos en relación con la masa de cemento es independiente de la relación agua/cemento.

Influencia de los cementos mezclados sobre la corrosión

Aunque el estudio precedente tuvo que ver con la influencia del tipo de cemento portland sobre de los aspectos químicos de los iones de cloruro, es también importante, en realidad lo es más, considerar la influencia del tipo de cemento mezclado sobre la estructura de poros de la pasta de cemento endurecido y sobre su penetrabilidad, además de sobre su resistividad. Esto se hizo ampliamente en el capítulo 10, pero aquellos aspectos de diversos materiales cementantes que son particularmente pertinentes para el movimiento de los iones de cloruro se considerarán aquí. Es preciso añadir que las mismas propiedades de la pasta de cemento endurecido que tienen influencia en el transporte de cloruros, tienen también influencia en el suministro de oxígeno y en la disponibilidad de humedad, ambos necesarios para que ocurra la corrosión. Sin embargo, las localizaciones sobre el acero, en donde los cloruros están presentes, y donde es necesario el oxígeno, son diferentes: la primera está en el ánodo, y la segunda en el cátodo.

Los materiales cementantes de interés son la ceniza volante, la escoria de alto horno granulada y molida, y el humo de sílice. Los tres, cuando tienen las proporciones convenientes en la mezcla, reducen significativamente la penetrabilidad del concreto y aumentan su resistividad, reduciendo con eso la rapidez de corrosión.^{11.70, 11.87, 11.90} En lo que toca al humo de sílice, su efecto positivo se da a través del mejoramiento de la estructura de poros de la pasta de cemento endurecido, lo cual aumenta la resistividad, aun cuando el humo de sílice reduce un poco el valor del pH del agua de los poros como resultado de la reacción con $\text{Ca}(\text{OH})_2$.^{11.98} Gjorv y otros^{11.97} demostraron que 9 por ciento de humo de sílice por masa de cemento redujo la difusividad de cloruros en un factor de alrededor de 5.

Será preciso recordar que, a causa de su efecto sobre la trabajabilidad, con el empleo del humo de sílice se asocia habitualmente la inclusión de un superfluidificante. Los superfluidificantes por sí mismos no afectan a la estructura de poros y, por lo tanto, no alteran el proceso de corrosión.

Los efectos benéficos de los diversos materiales cementantes son tan importantes que su empleo en el concreto refor-

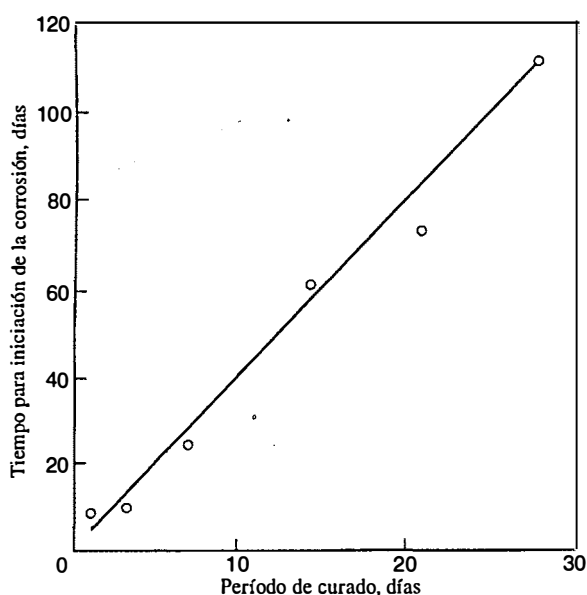


Figura 11.19 Influencia de la longitud del curado húmedo sobre el tiempo para iniciación de la corrosión del acero de refuerzo; relación agua/cemento de 0.5, contenido de cemento 330 kg/m³, cemento del tipo V; especímenes inmersos parcialmente en una solución de 5 por ciento de cloruro de sodio (con base en la ref. 11.69).

zados expuestos a corrosión en climas cálidos es virtualmente necesario: el cemento portland solo no se utilizaría.^{11.89}

Las pruebas sobre difusión de iones de cloruro a través del mortero indican que los rellenos no afectan el movimiento de los cloruros.^{11.77}

Los iones de cloruro en el concreto hecho con cemento de alta alúmina conducen a una situación más agresiva que con cemento portland,^{11.81} hecha la comparación con el mismo contenido de iones de cloruro. Se puede recordar que el valor del pH en concreto de cemento de alta alúmina

es menor que en concreto con cemento portland, de manera que el estado pasivo del acero puede ser menos estable.^{11.81}

Factores adicionales que influyen en la corrosión

La exposición precedente de la influencia de la composición del concreto sobre su resistencia a la corrosión se deberá complementar con la insistencia en la importancia del buen curado, cuyo efecto es primariamente sobre el concreto de la zona del recubrimiento. El tiempo de *inicio* de la corrosión se incrementa en forma considerable con el curado prolongado.^{11.69} (véase la figura 11.19). Sin embargo, sólo se deberá utilizar agua fresca para el curado, pues el agua salobre aumenta de manera importante el ingreso de cloruros.^{11.69}

Una vez que la corrosión se ha iniciado, su continuación no es inevitable: el progreso de la corrosión está influido por la resistividad del concreto entre el ánodo y el cátodo y por el suministro continuo de oxígeno al cátodo. Por otra parte, es muy dudoso que el suministro de oxígeno se pueda detener en forma completa y segura mediante la aplicación de una membrana, aunque continúan los desarrollos en este campo. Además, la resistividad del concreto es una función de su condición de humedad, así que el secado completo detendría la corrosión, la cual, sin embargo, puede reiniciarse en caso de un subsecuente mojado.

El agrietamiento del concreto en el recubrimiento facilita el ingreso de cloruros y, por lo tanto, aumenta la corrosión. Aunque virtualmente todo el concreto reforzado en servicio exhibe algunas grietas, el agrietamiento se puede controlar mediante un adecuado diseño estructural, detallado, y procedimientos de construcción apropiados. Las grietas más

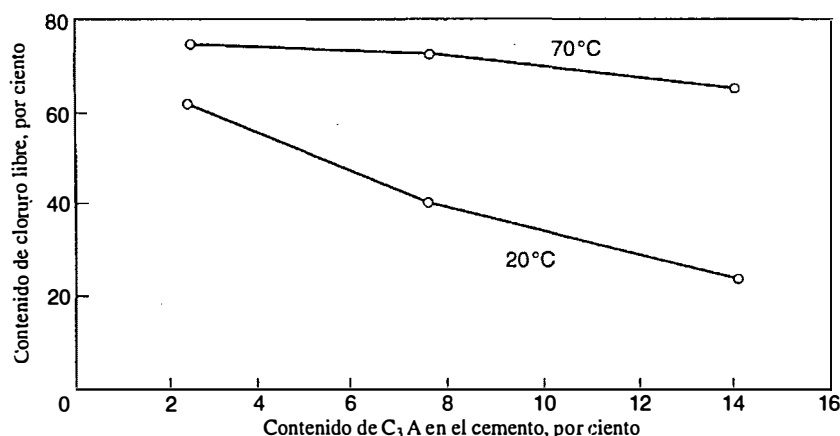


Figura 11.20 Influencia del contenido de C₃A en el cemento sobre la cantidad de iones de cloruro libres (expresada como un porcentaje de iones totales de cloruro de 1.2 por ciento de la masa de cemento a 20 y 70°C (con base en la ref. 11.62 con el amable permiso de Elsevier Science Ltd., Kidlington, Reino Unido).

anchas de alrededor de 0.2 a 0.4 mm son dañinas. Puede valer la pena mencionar que, aunque el concreto presforzado está libre de grietas, el acero presforzado es más vulnerable a la corrosión a causa de su naturaleza; también, la pequeña área transversal de los alambres para presfuerzo significa que la corrosión por picadura reduce de manera importante la resistencia para soportar carga.

La temperatura alta tiene varios efectos sobre de la corrosión. Primero, aumenta el contenido de cloruros libres en el agua de poros; el efecto es más pronunciado con cementos que tienen un contenido alto de C₃A y con concentraciones menores de cloruros en la mezcla original ^{11.62} (figura 11.20).

Más importante: las reacciones de corrosión, igual que muchas reacciones químicas, ocurren más rápidamente a temperaturas más elevadas. Se supone comúnmente que una elevación de 10°C en la temperatura duplica la rapidez de reacción, pero existe alguna evidencia de que el aumento es sólo de 1.6 veces. ^{11.93} Cualquiera que sea el factor exacto, el efecto de aceleración de temperatura explica por qué hay tanto más concreto dañado por corrosión en las áreas costeras que en las zonas templadas del mundo.

Se puede recordar también que el endurecimiento inicial del concreto a temperaturas altas da por resultado una estructura de poros más gruesa (véase la página 249), a consecuencia de la cual se da una resistencia más baja a la difusión de iones de cloruro. ^{11.39} El diferencial de temperatura entre la superficie del concreto y su interior afecta a la difusión; la exposición directa al sol puede dar por resultado una elevación importante de la temperatura de la superficie del concreto por encima del valor ambiental.

Espesor del recubrimiento del acero de refuerzo

El espesor del recubrimiento para el acero de refuerzo es un factor importante en el control del transporte de iones de cloruro: cuanto más grueso es el recubrimiento tanto más largo es el intervalo de tiempo antes de que la concentración de iones de cloruro en la superficie del acero alcance el valor inicial. Así, la calidad del concreto (en términos de su permeabilidad baja) y el espesor del recubrimiento funcionan juntos y pueden, por lo tanto, hasta cierto grado, cambiarse el uno por el otro. Por esta razón, las normas especifican con frecuencia combinaciones de recubrimiento y de resistencia del concreto de manera tal que un espesor menor de recubrimiento requiere una resistencia más alta, y viceversa.

Con todo, hay limitaciones para esta solución. Antes que nada, el recubrimiento grueso no es de ninguna utilidad si el concreto es altamente penetrable. Además, el propósito del recubrimiento no sólo es proveer protección del acero de refuerzo, sino también asegurar acción compuesta estructural de acero y concreto, así como, en algunos casos, proveer protección contra el fuego o resistencia a la abrasión. El espesor indebidamente grande del recubrimiento daría por resultado la presencia de un volumen considerable de concreto desprovisto de acero de refuerzo. Y todavía, la presencia del acero se requiere para controlar la contracción y los esfuerzos térmicos e impedir el agrietamiento debido a esos esfuerzos. Si llegara a producirse el agrietamiento, el gran espesor del recubrimiento resultaría ser perjudicial. En términos prácticos, el espesor del recubrimiento no deberá exceder de 80 a 100 mm, pero la decisión sobre el recubrimiento forma parte del diseño estructural.

Tampoco se deberá usar un espesor de recubrimiento demasiado pequeño, pues, aunque baja la penetrabilidad del concreto, el agrietamiento, por cualquiera razón que sea, o el daño local o la mala colocación del acero de refuerzo pueden dar por resultado una situación en la que los iones de cloruro puedan ser transportados rápidamente a la superficie del acero.

Prueba de penetrabilidad de los cloruros en el concreto

Una prueba rápida para la penetrabilidad de los iones de cloruro en el concreto es prescrita por la norma ASTM C 1202-94, la cual determina la conductancia eléctrica, expresada como la carga eléctrica total en coulombios (amperio-segundos) pasada durante cierto intervalo de tiempo a través de un disco de concreto entre soluciones de cloruro de sodio e hidróxido de sodio cuando se mantiene una diferencia de potencial de 60 V de c.d. La carga se relaciona con la penetrabilidad de los iones de cloruro en el concreto, de manera que la prueba puede ayudar, de manera comparativa, en la selección de una mezcla de concreto conveniente. Una prueba algo similar determina la impedancia de c.a. de especímenes de varios perfiles. ^{11.86}

Las pruebas que se acaban de describir no necesariamente reemplazan el transporte de iones de cloruro de una situación de la vida real, ni tienen una base científica sólida. A pesar de todo, son útiles y seguramente preferibles a la suposición de que la resistencia al ingreso de iones de cloruros está simplemente relacionada con la resistencia del concreto; se ha demostrado que esta suposición no es válida ^{11.41} excepto de la manera más general.

Para detener la corrosión

La exposición simplificada acerca de métodos de controlar o remediar la corrosión que se ha iniciado puede ser útil. Todo lo que habrá que manifestar aquí es que el progreso de la corrosión se reduciría con el secado del concreto o con la prevención de suministro de oxígeno a través de la aplicación de barreras superficiales. Éste es un campo especializado, y las soluciones *ad hoc*, de hecho, resultan dañinas; por ejemplo, aplicar una barrera al ánodo (más bien que al cátodo) aumentaría la relación del tamaño del cátodo respecto al ánodo, lo cual aumentaría la rapidez de corrosión.

Es razonable formular la pregunta de si existen inhibidores integrales de la corrosión, es decir, sustancias que, aunque no impiden el ingreso de cloruros dentro del concreto, inhiben la corrosión del acero. Nitritos de sodio^{11.74} y de calcio^{11.72} se han hallado efectivos en pruebas de laboratorio. La acción del nitrito es convertir iones ferrosos del ánodo en la forma de una capa pasiva y estable de Fe_2O_3 , reaccionando el ión nitrito preferentemente con el ión cloruro. La concentración de nitritos debe ser suficiente para hacer frente al ingreso continuo de iones de cloruro. En realidad, no es seguro que los inhibidores de corrosión sean efectivos indefinidamente, y que no simplemente retrasen la corrosión.

El efecto acelerador de los nitritos puede ser contrarrestado por el uso de un aditivo retardante, si es necesario. Continúa la búsqueda de otros inhibidores de la corrosión.^{11.73}

Al ser incorporados en la mezcla, los inhibidores protegen todo el acero embebido. Sin embargo, no son sustitutos del concreto de baja penetrabilidad: son meramente una defensa adicional. Además, el nitrito de sodio aumenta la concentración de iones de hidróxido en el agua de poros, y esto puede aumentar el riesgo de reacción álcali-agregado. Así, el efecto benéfico de una concentración aumentada de iones de hidróxido en el riesgo de corrosión del acero se acompaña de un efecto negativo en el riesgo de la reacción álcali-agregado. Por supuesto, esto es solamente pertinente si el agregado, en primer lugar, está dispuesto para tal reacción.

Una exposición sobre la prevención de la corrosión del acero en el concreto estaría incompleta sin la mención de la protección del acero mediante una capa de resina epóxica y mediante la protección catódica que hace catódica la superficie entera de acero. El recubrimiento con resina epóxica del acero es una técnica especializada que puede ser útil además de un espesor adecuado del recubrimiento de concreto de baja permeabilidad. En casos especiales, se puede utilizar acero de refuerzo hecho con acero inoxidable, o recubierto con acero inoxidable, pero esto es muy costoso. Se ha demostrado que la protección catódica es efectiva en

algunas aplicaciones, pero su empleo en una estructura nueva significa admitir la derrota de que la estructura particular de concreto reforzado es manifiestamente no durable.

Una pregunta a la cual hay que hacer frente ocasionalmente es: ¿pueden eliminarse los iones de cloruro de la superficie del acero? Dentro de los alcances de este libro, solamente se puede dar una respuesta muy breve.

Se ha desarrollado una técnica para desalar el concreto, en la cual el cloruro se elimina con el paso de una corriente eléctrica directa e intensa entre el acero de refuerzo en corrosión (que ahora actúa como un cátodo) y un ánodo externo en contacto electrolítico con el concreto; los iones de cloruro emigran hacia el ánodo externo, desplazándose así lejos de la superficie del acero de refuerzo.^{11.84} Parece que sólo aproximadamente la mitad del cloruro del concreto se puede eliminar y, con el tiempo, es probable que la corrosión vuelva a comenzar. Algunas consecuencias negativas del proceso pueden producirse; por ejemplo, la concentración de los iones de sodio que entran en el agua de poros puede llegar a ser tan alta que el agregado, que en circunstancias normales no es reactivo con los álcalis, pueda volverse reactivo.

Referencias

- 11.1 T. C. Powers, L. E. Copeland and H. M. Mann, "Capillary continuity or discontinuity in cement pastes", J. Portl. Cem. Assoc, Research and Development Laboratories, 1, núm. 2, mayo, 1959, pp. 38-48.
- 11.2 Centre d'Information de l'Industrie Cimentière Belge, Le béton et le gel", Bull. núm. 61 to 64, septiembre a diciembre 1957.
- 11.3 G. Moller, "Tests of resistance of concrete to early frost action", RILEM Symposium on Winter Concreting, Copenhagen, 1956.
- 11.4 T. C. Powers, "Resistance to weathering - freezing and thawing", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169, 1956, pp. 182-7.
- 11.5 T. C. Powers, "What resulted from basic research studies", Influence of Cement Characteristics on the Frost Resistance of Concrete, Portland Cement Assoc., Chicago, noviembre 1951, pp. 28-43.
- 11.6 R. A. Helmuth, "Capillary size restrictions on ice formation in hardened portland cement pastes", Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Washington DC, 1960, pp. 855-69.
- 11.7 A. R. Collins, "Discussion on: A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete by T. C. Powers", J. Amer. Concr. Inst., 41, (Supplement) noviembre 1945, pp. 272-12-14.
- 11.8 T. C. Powers, "Some observations on using theoretical research". J. Amer. Concr. Inst., 43, junio 1947, pp. 1089-94.

- 11.9 G. J. Verbeck, "What was learned in the laboratory", Influence of Cement Characteristics on the Frost Resistance of Concrete, Portland Cement Assoc., Chicago, noviembre 1951, pp. 14-27.
- 11.10 U. S. Bureau of Reclamation, "Relationship of moisture content of aggregate to durability of the concrete", Materials Laboratories Report núm. C-513, Denver, Colorado, 1950.
- 11.11 U. S. Bureau of Reclamation, "Investigation into the effect of water/cement ratio on the freezing-thawing resistance of non-air and air-entrained concrete", Concrete Laboratory Report núm. C-810, Denver, Colorado, 1955.
- 11.12 G. J. Verbeck and P. Klieger, "Calorimeter-strain apparatus for study of freezing and thawing concrete", Highw. Res. Bd Bull. núm. 176, Washington DC, 1958, pp. 9-12.
- 11.13 G. J. Verbeck and P. Klieger, "Studies of "salt" scaling of concrete", Highw. Res. Bd Bull. núm. 150, Washington DC, 1957, pp. 1-13.
- 11.14 P. Klieger, "Further studies on the effect of entrained air on strength and durability of concrete with various sizes of aggregates", Highw. Res. Bd Bull. núm. 128, Washington DC, 1956, pp. 1-13.
- 11.15 T. C. Powers, "Void spacing as a basis for producing air-entrained concrete", J. Amer. Concr. Inst., 50, mayo 1954, pp. 741-60, and Discussion, diciembre 1954, pp. 760-6-15.
- 11.16 U. S. Bureau of Reclamation, "The air -void systems of Highway Research Board co-operative concretes", Concrete Laboratory Report núm. C-824, Denver, Colorado, abril 1956.
- 11.17 T. C. Powers and R. A. Helmuth, "Theory of volume changes in hardened portland cement paste during freezing", Proc. Highw. Res. Bd, 32, Washington DC, 1953, pp. 285-97.
- 11.18 P. J. f. Wright, "Entrained air in concrete", Proc. Inst. Civ. Engrs., Part Y, 2, núm. 3, London, mayo 1953, pp. 337-58.
- 11.19 L. S. Brown and C. U. Pierson, "Linear transverse technique for measurement of air in hardened concrete", J. Amer. Concr. Inst., 47, octubre 1950, pp. 117-23.
- 11.20 T. C. Powers, "Basic considerations pertaining to freezing and thawing tests", Proc. ASTM, 55, 1955, pp. 1132-54.
- 11.21 Highway Research Board, "Report on co-operative freezing and thawing tests of concrete", Special Report núm. 47, Washington Dc, 1959.
- 11.22 H. Woods, "Observations on the resistance of concrete to freezing and thawing", J. Amer. Concr. Inst., 51, diciembre 1954, pp. 345-9.
- 11.23 J. Vuorinen, "On the use of dilation factor and degree of saturation in testing concrete for frost resistance", Nordisk Betong, núm. 1, 1970, pp. 37-64.
- 11.24 M. A. Ward, A. M. Neville and S. P. Singh, "Creep of air-entrained concrete", Mag. Concr. Res., 21, núm. 69, diciembre 1969, pp. 205-10.
- 11.25 D. Stark, "Characteristics and utilization of coarse aggregates associated with D-cracking", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 597, 1976, pp. 45-58.
- 11.26 C. MacInnis and J. D. Whiting, "The frost resistance of concrete subjected to a deicing agent", Cement and Concrete Research, 9, núm. 3, 1979, pp. 325-35.
- 11.27 B. Mather, "Tests of high-range water-reducing admixtures", in Superplasticizers in Concrete, ACI SP-62 Detroit, Michigan, 1979, pp. 157-66.
- 11.28 R. D. Gaynor and J. Y. Mullarky, "Effects of mixing speed on air content", NRMCA Technical Information Letter núm. 312 (National Ready Mixed Concrete Assoc., Silver Sping, Maryland, septiembre 20, 1974).
- 11.29 H. Sommer, "Ein neues Verfahren zur Erzielung der Frost-Tausalz-Beständigkeit des Betons", Zement und Beton, 22, núm. 4, 1977, pp. 124-9.
- 11.30 B. Mather, "Concrete need not deteriorate", ConcreteInternational, 1, núm. 9, 1979, pp. 32-7.
- 11.31 B. Mather, "A discussion of the paper Mechanism of the CaCl_2 attack on Portland cement concrete", by S. Chatterji, Cement and Concrete Research, 9, núm. 1, 1979, pp. 135-6.
- 11.32 L. H. Tuthill, "Resistance to chemical attack", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169B, 1978, pp. 369-87.
- 11.33 R. D. Gaynor, "Ready-mixed concrete", ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169B, 1978, pp. 471-502.
- 11.34 M. Pigeon, "La durabilité au gel du béton", Materials and Structures, 22, núm. 127, 1989, pp. 3-14.
- 11.35 M. Pigeon, P.-C. Aitcin and P. Laplante, "Comparative study of the air-void stability in a normal and a condensed silica fume field concrete", ACI Materials journal, 84, núm. 3, 1987, pp. 194-9.
- 11.36 R. C. Philleo, "Freezing and Thawing Resistance of High Strength Concrete", Report 129, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC, 1986, pp. 31.
- 11.37 A. Neville, "Chloride attack of reinforced concrete - an overview", Materials and Structures, 28, núm. 176, 1995, pp. 63-70.
- 11.38 J. T. Hoarty, "Improved air-entraining agents for use in concretes containing pulverised fuel ashes", in Admixtures for concrete: Improvement of Properties, Proc. ASTM Int. Symposium, Barcelona, Spain, E. Vásquez, Chapman and Hall, London, 1990, pp. 449-59.
- 11.39 R. J. Detwiller, K. O. Kjellsen and O. E. Gjov, "Resistance to chloride intrusion of concrete cured at different temperatures", ACI Materials journal, 88, núm. 1, 1991, pp. 19-24.
- 11.40 D. W. Pfeifer, W. F. Perenchio and W. G. Hime, "A critique of the ACI 318 chloride limits", PCI Journal, 37, núm. 5, 1992, pp. 68-71.

- 11.41 H. R. Samaha and K. C. Hover, "Influence of microcracking on the mass transport properties of concrete," *ACI Materials Journal*, 89, núm. 4, 1992, pp. 416-24.
- 11.42 G. Fagerlund, "Air-pore instability and its effect on the concrete properties", *Nordic Concrete Research*, núm. 9, Oslo, diciembre, 1990, pp. 39-52.
- 11.43 M.A. Ali, "A Review of Swedish Concreting Practice", Building Research Establishment Occasional Paper, Watford, U. K. junio 1992, pp. 35.
- 11.44 F. Saucier, M. Pigeon and G. Cameron, "Air-void stability, Part V: temperature, general analysis and performance index", *ACI Materials Journal*, 88, núm. 1, 1991, pp. 25-36.
- 11.45 M. Pigeon and P. Plante, "Study of cement paste microstructure around air voids: influence and distribution of soluble alkalis", *Cement and Concrete Research*, 20, núm. 5, 1990, pp. 803-14.
- 11.46 K. Okkenhaug and O. E. Gjov, "Effect of delayed addition of air-entraining admixtures to concrete", *Concrete International*, 14, núm. 10, 1992, pp. 37-41.
- 11.47 W. F. Perenchio, V. Kress and D. Breiffeller. "Frost lenses sure, But in concrete", *Concrete International*, 12, núm. 4, 1990, pp. 51-3.
- 11.48 d. whitting, "Air contents and air void characteristics in low-slump dense concretes", *ACI Materials Journal*, 82, núm. 5, 1985, pp. 716-23.
- 11.49 G. G. Litvan, "Further study of particulate admixtures for enhanced freeze-thaw resistance of concrete", *ACI Materials Journal*, 82, núm. 5, 1985, pp. 724-30.
- 11.50 O. E. Gjov et al., "Frost resistance and air-void characteristics in hardened concrete", *Nordic Concrete Research*, núm. 7, Oslo, diciembre 1988, pp. 89-104.
- 11.51 P.-C. Aitcin, C. Jolicoeur and J. G. MacGregor, "Superplasticizers: how they work and why they sometimes don't", *Concrete International*, 16, núm. 5, 1994, pp. 45-52.
- 11.52 E.-H. Ranisch and F. S. Rostasy, "Salt-scaling resistance of concrete with air-entrainment and superplasticizing admixtures, in *Durability of Concrete*", Aspects of admixtures and Industrial By-products, Proc. 2nd International Seminar, D9: 1989, Swedish Council for Building Research, Stockholm, 1989, pp. 170-8.
- 11.53 C. Ozyldirim and M. M. Sprinkel, "Durability of concrete containing hollow plastic microspheres", *ACI Journal*, 79, núm. 4, 1982, pp. 307-11.
- 11.54 J. Yingling, G. M. Mullins and R. D. Gaynor, "Loss of air content in pumped concrete", *Concrete international*, 14, núm. 10, 1992, pp. 57-61.
- 11.55 D. Whiting, G. W. D. Seegebrecht and S. Tayabji, "Effect of degree of consolidation on some important properties of concrete, in *Consolidation of Concrete*, ACI SP-96, Detroit, Michigan, 1987, pp. 125-60
- 11.56 ACI 318.1-89 Revised 1992, "Building code requirements for structural plain concrete, *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 3: Use of Concrete in Buildings, Detroit, Michigan, 1994, pp. 14.
- 11.57 F. saucier, M. Pigeon and P. Plante, "Air-void stability, Part III: field tests of superplasticized concretes", *ACI Materials Journal*, 87, núm. 1, 1990, pp. 3-11.
- 11.58 G. Fagerlund, "Effect on the freezing rate on the frost resistance of concrete", *Nordic Concrete Research*, núm. 11, Oslo, febrero, 1992, pp. 20-36.
- 11.59 M. Pigeon, J. Prevost and J.-M. Simard, "Freeze-thaw durability versus freezing rate", *ACI Journal*, 82, núm. 5, 1985, pp. 684-92.
- 11.60 C. Foy, M. Pigeon and M. Banthia, "Freeze-thaw durability and deicer salt scaling resistance of a 0.25 water-cement ratio concrete", *Cement and Concrete Research*, 18, núm. 4, 1988, pp. 604-14.
- 11.61 R. Gagne M. Pigeon and P.-C. aitcin, "deicer salt scaling resistance of high strength concretes made with different cements", in *Durability of Concrete*, Vol 1, ACI SP-126, Detroit, Michigan, 1991, pp. 185-99.
- 11.62 S. E. Hussain and Rasheeduzzafar, "Effect of temperature on pore solution composition in plain concrete", *Cement and Concrete Research*, 23, núm. 6, pp. 1357- 68.
- 11.63 G. J. Verbeck, "Mechanisms of corrosion in concrete, in *Corrosion of Metals in Concrete*, ACI SP-49, Detroit, Michigan, 1975, pp. 21-38.
- 11.64 P. Lambert, C. L. Page and P. R. W Vassie, *Investigations of reinforcement corrosion. 2. Electrochemical monitoring of steel in chloride-contaminated concrete*, *Materials and Structures*, 24, núm. 143, 1991, pp. 351-8.

Capítulo 12

Pruebas del concreto endurecido

Hemos visto que las propiedades del concreto son una función del tiempo y de la humedad del ambiente, y esta es la razón de que, con el objeto de que sean de valor, tengan que realizarse pruebas al concreto en condiciones especificadas o conocidas. Se han utilizado diferentes métodos y técnicas de prueba en diversos países e incluso, algunas veces, hasta en el mismo país. Puesto que muchas de estas pruebas se realizan en trabajo de laboratorio, y especialmente en investigación, tiene importancia el conocimiento de la influencia de los métodos de prueba sobre la propiedad medida. Por supuesto, es esencial distinguir entre los efectos de las condiciones de prueba y las diferencias intrínsecas de los concretos que se están poniendo a prueba.

Pueden hacerse pruebas para diferentes propósitos, pero los dos objetivos principales de una prueba son el control de calidad y el cumplimiento con las especificaciones. Pueden efectuarse pruebas adicionales para propósitos específicos, por ejemplo pruebas de resistencia a la compresión para determinar la resistencia del concreto al transferir presfuerzo o en el momento de remover la cimbra. Debe recordarse que las pruebas no son un fin en sí mismas: en muchos casos prácticos, ellas no se prestan a una interpretación concisa y clara, de manera que, para que tengan valor real, las pruebas siempre deberán utilizarse con base en los antecedentes de la experiencia. No obstante, puesto que las pruebas generalmente se efectúan con el propósito de comparar con un valor especificado, o algún otro, cualquier desviación del procedimiento estandarizado es inconveniente ya que puede conducir a una disputa o a confusión.

Las pruebas pueden clasificarse de manera general en pruebas mecánicas destructivas y pruebas no destructivas las cuales permiten pruebas repetidas del mismo espécimen y de esa manera hacen posible un estudio del cambio en las propiedades con el tiempo. Las pruebas no destructivas también permiten pruebas del concreto en una estructura real.

Pruebas para resistencia a la compresión

La más común de todas las pruebas sobre concreto endurecido es la prueba de resistencia a la compresión, en parte porque es fácil de practicarse, y en parte porque muchas, aunque no todas, de las características deseables del concreto están relacionadas cualitativamente con su resistencia; pero fundamentalmente por la importancia intrínseca de la resistencia a la compresión del concreto en el diseño estructural. Aunque la prueba de resistencia a la compresión se utiliza invariablemente en la construcción, tiene algunas desventajas, pero se ha convertido, en el lenguaje francés,^{12.80} en una parte del bagaje cultural de los ingenieros.

Los resultados de las pruebas de resistencia pueden ser afectados por variaciones en el tipo del espécimen de prueba; tamaño del espécimen; tipo de molde; curado; preparación de la superficie del extremo; rigidez de la máquina de pruebas; y rapidez de la aplicación de esfuerzo. Por esta razón, las pruebas deberán seguir una norma individual, sin desviación de los procedimientos prescritos.

Las pruebas de resistencia a la compresión en especímenes tratados de manera normal, las cuales incluyen compactación completa y curado húmedo durante un período especificado, arrojan resultados que representan la cualidad potencial del concreto. Por supuesto, el concreto en la estructura puede ser inferior en realidad, por ejemplo, a causa de una compactación inadecuada, segregación, o un curado pobre. Estos efectos tienen importancia si queremos saber cuándo debe removerse la cimbra, o cuándo puede continuar la construcción posterior, o cuándo se debe poner en servicio la estructura. Para este propósito, los especímenes de prueba son curados en condiciones tan cercanamente similares como sea posible a aquéllas existentes en la estructura real. Incluso entonces, los efectos de

temperatura y de humedad no serían los mismos en un espécimen de prueba que en una masa de concreto relativamente grande. La edad en la cual los especímenes de servicio se ponen a prueba está regida por la información requerida. Por otro lado, los especímenes estandarizados se prueban a edades prescritas, generalmente a los 28 días, con pruebas adicionales hechas con frecuencia a 3 y 7 días. Se utilizan dos tipos de especímenes de pruebas de compresión: cubos y cilindros. Los cubos se emplean en Gran Bretaña, Alemania y muchos otros países de Europa. Los cilindros son especímenes normalizados en Estados Unidos, Francia, Canadá, Austria y Nueva Zelanda. En Escandinavia, las pruebas se hacen tanto en cubos como en cilindros. El empleo de uno u otro tipo de espécimen en un país dado está tan profundamente arraigado que la norma europea ENV206:1992 permite la utilización de tanto de cilindros como de cubos.

Prueba de cubos

Los especímenes son colados en moldes de acero o de fierro colado de construcción sólida, generalmente cubos de 150 mm, que deberán estar en conformidad con las reducidas tolerancias de la forma cúbica, las dimensiones y superficies planas prescritas. El molde y su base deben fijarse uno al otro con abrazaderas durante el colado a fin de prevenir fugas del mortero. Antes de ensamblar el molde, habrá que cubrir sus superficies acoplantes con aceite mineral, y se deberá aplicar una delgada capa de aceite similar en las superficies internas del molde a fin de prevenir el desarrollo de adherencia entre el molde y el concreto.

La práctica normalizada prescrita por BS 1881: Parte 108:1983 es llenar el molde en tres capas. Cada capa de concreto se compacta por medio de un martillo vibratorio, o utilizando una mesa vibratoria, o mediante no menos de 35 golpes con una varilla de acero cuadrada de 25 mm. El apisonado deberá continuarse hasta que el concreto del cubo esté completamente compactado si el resultado de la prueba debe ser representativo de las propiedades del concreto completamente compactado.

Si, por otro lado, se requiere una verificación de las propiedades del concreto *tal como fue colado*, entonces el grado de compactación del concreto del cubo deberá simular a aquél del concreto de la estructura. Así, en el caso de miembros precolados compactados sobre una mesa vibratoria, el cubo de prueba y el miembro pueden ser vibrados simultáneamente, pero la disparidad de las dos masas hace que el logro del mismo grado de compactación sea extremadamente difícil, y este método no se recomienda.

De acuerdo con BS 1881; Parte 111: 1983, después que la superficie superior del cubo se ha terminado por medio de una llana, el cubo se almacena en reposo durante 24 horas a una temperatura de $20 \pm 5^\circ\text{C}$ y a una humedad relativa de no menos de 90 por ciento. Al final de este período, se desmolda retira y posteriormente el cubo se cura todavía más en agua a $20 \pm 2^\circ\text{C}$.

En la prueba de compresión, el cubo, aún húmedo, es colocado con las caras coladas en contacto con las platinas de la máquina de pruebas, es decir, la posición del cubo cuando se prueba es perpendicular con respecto a aquella como se coló. De acuerdo con BS 1881: Parte 116:1983, la carga sobre el cubo deberá aplicarse a una rapidez constante de esfuerzo igual a 0.2 a 0.4 MPa/segundo. Puesto que no hay proporcionalidad en la relación esfuerzo/deformación del concreto a altos esfuerzos, la rapidez de aumento de deformación debe incrementarse progresivamente conforme se aproxima la falla, es decir, tiene que aumentarse la rapidez del movimiento del cabezal de la máquina de pruebas. Los requerimientos para la máquina de pruebas se analizan en la página 410.

La compresión, también conocida como resistencia al aplastamiento se registra al 0.5 MPa más cercano; normalmente, una mayor precisión es solamente aparente.

Prueba de cilindros

El cilindro normal es de 15 cm de diámetro por 30 cm de largo, pero en Francia el tamaño es 15.96 por 32 cm; el diámetro de 15.96 cm da un área transversal de (200 cm^2) . Los cilindros son colados en un molde generalmente hecho de acero o fierro colado, con una base sujeta con abrazaderas; los moldes del cilindro son especificados por la norma ASTM C 470-94, la cual también permite el empleo de moldes desechables de un solo uso, hechos de plástico, placa de acero y cartulina tratada.

Los detalles de los moldes pueden parecer triviales, pero los moldes no convencionales pueden dar lugar a una prueba con resultados engañosos. Por ejemplo, si el molde tiene una baja rigidez, algo del esfuerzo de compactación se disipa, de manera que la compactación del concreto en el molde puede ser inadecuada; se registrará una menor resistencia. A la inversa, si el molde permite fuga del agua de mezclado, la resistencia del concreto aumentará. La reutilización excesiva de moldes destinados a utilizarse una sola vez o una reutilización limitada conduce a su deformación y a una evidente pérdida de resistencia.^{12.55}

El método para hacer cilindros de prueba está prescrito por la norma BS 1881: Parte 110:1983 y por ASTM C192-90a.

El procedimiento es similar a aquél utilizado con cubos, pero existen diferencias de detalle entre las normas británicas y las americanas.

Las pruebas de un cilindro en compresión requieren que la superficie superior del cilindro esté en contacto con la platina de la máquina de pruebas. Esta superficie, cuando está terminada con una llana, no es lo suficientemente tersa o lisa para las pruebas y requiere mayor preparación; ésta es una desventaja de los cilindros probados en compresión. El tratamiento de acabado de la parte superior de los cilindros por medio de cabeceo se considera en una sección posterior, pero incluso aunque los cilindros sean cabeceados, las normas ASTM C192-90a y C31-91 no permiten depresiones o protuberancias mayores de 3.2 mm; éstas podrían dar como resultado bolsas de aire.^{12.55}

Prueba de cubos equivalentes

Algunas veces, la resistencia a la compresión del concreto se determina utilizando partes de una viga probada a flexión. Las partes restantes de tal viga se dejan intactas después de la falla a flexión, y, puesto que la viga normalmente es de una sección transversal cuadrada, puede obtenerse un cubo "equivalente" o "modificado" al aplicar la carga a través de placas de acero cuadradas, del mismo tamaño que el área transversal de la viga. Es importante que las dos placas se coloquen precisamente paralelas una arriba de la otra; en la figura 12.1 se muestra un dispositivo adecuado. El espécimen deberá colocarse de manera que la superficie superior de la tal como se coló no esté en contacto con una u otra placa.

La prueba está prescrita por la norma BS 1881: Parte 119:1983 y ASTM C116-90. La última permite el empleo de vigas cuya sección transversal sea rectangular.

La resistencia de un cubo modificado es aproximadamente la misma que la de un cubo normal del mismo tamaño: en realidad, la restricción de las partes sobresalientes del "cubo" puede dar como resultado un ligero incremento en la resistencia última,^{12.4} de manera que es razonable suponer que la resistencia de un cubo modificado sea, en promedio, 5 por ciento mayor que la de un cubo colado del mismo tamaño.

Efecto de la condición de los extremos del espécimen y del cabeceo

Cuando se prueba a compresión, la superficie superior del cilindro de prueba se pone en contacto con las platinas de la máquina de pruebas y, puesto que esta superficie no se obtiene por colado contra una placa maquinada sino que es terminada por medio de una llana, la superficie superior es un poco áspera y no verdaderamente plana. En tales circunstancias, se introducen concentraciones de esfuerzo y la resistencia evidente del concreto se reduce. Las superficies de los extremos convexas causan una mayor reducción que las cóncavas ya que generalmente conducen a concentraciones de esfuerzo más altas. La reducción de la pérdida media de resistencia es particularmente alta en concreto de alta resistencia.^{12.5}

Para evitar esta reducción de resistencia es esencial que las superficies de los extremos sean planas: la norma ASTM C 617-94 requiere que las superficies de los extremos de un cilindro sean planas, dentro de 0.05 mm, según se determina por medio de una regla recta y una lámina calibradora, y sean perpendiculares al eje del cilindro dentro de 0.5°. El U.S. Army Corps Engineers Handbook For Concrete And Cement^{12.81} prescribe un método para probar cilindros de concreto en cuanto a la planicidad y el paralelismo de los

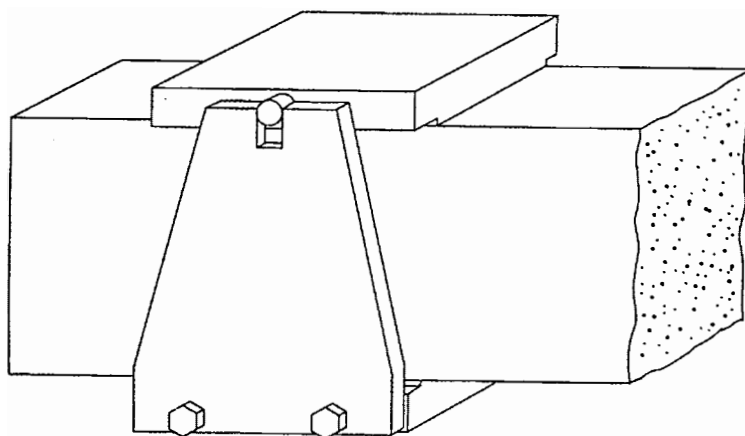


Figura 12.1 Dispositivo para probar cubos equivalentes.

extremos y a la perpendicularidad de los lados. Aunque los procedimientos no son excesivamente complejos, es más probable que dicha prueba sea de interés en el trabajo de investigación. La norma ASTM C 39-93a prescribe una limitación sobre las superficies planas de las platinas de la máquina de pruebas.

Además de no tener "puntos altos", las superficies de contacto deberán estar libres de granos de arena u otras partículas o restos (de una prueba anterior), los cuales conducirían a falla prematura y, en casos extremos, a falla repentina.

Hay tres posibles medios de superar los efectos dañinos de una superficie de un extremo disparejo del espécimen: cabecear, pulir o rematar con un material de relleno, capa o asiento.

El empackado no es recomendable porque da por resultado una disminución apreciable de la resistencia media evidente del concreto, en comparación con especímenes cabeceados, y con frecuencia incluso con especímenes terminados con pulido de llana (véase la figura 12.6). Al mismo tiempo, los resultados de la dispersión de la resistencia se reducen apreciablemente pues se elimina la influencia de los defectos de las superficies planas (responsable de la gran variación de resistencia).

La reducción de resistencia producida por el empackado, por lo general de cartulina, cartón o plomo, surge de deformaciones laterales inducidas en el cilindro por el efecto de la relación de Poisson del material de empackado. La relación de Poisson de este material generalmente es mayor que aquélla del concreto al que se induce la separación o partición. Este efecto es similar a, aunque por lo general mayor que, aquel de lubricar los extremos del cilindro a fin de eliminar la influencia restringente de la fricción entre el espécimen y la platina como resultado de la expansión lateral del concreto. Se ha hallado que dicha lubricación reduce la resistencia del espécimen.

El cabecear con un material adecuado no afecta adversamente la resistencia medida y reduce su dispersión en comparación con especímenes sin cabecear. Un material ideal para cabecear deberá tener la resistencia y propiedades elásticas similares a las del concreto del espécimen; entonces no hay ninguna tendencia favorable a la separación o falla, y se logra una distribución razonablemente uniforme de esfuerzo sobre la sección transversal del espécimen.

La operación de cabecear puede realizarse ya sea justamente antes de las pruebas o alternativamente, inmediatamente después de colar el espécimen. En los dos casos, se utilizan diferentes materiales pero, cualesquiera que sean los materiales para cabecear, es esencial que el cabeceo sea delgado, preferiblemente de 1.5 a 3 mm de espesor. El material

de cabeceo no deberá ser más débil que el concreto del espécimen; sin embargo, la resistencia del cabeceo es afectada por su espesor. Se piensa que no es conveniente una gran diferencia en resistencia, puesto que un cabeceo muy resistente puede producir una gran restricción lateral, y conducir así a un incremento aparente de resistencia. La influencia del material de cabeceo sobre la resistencia es mucho mayor en el caso del concreto de alta o mediana resistencia que en el concreto de baja resistencia;^{12.6, 12.82} en el último caso, la relación de Poisson del material de cabeceo tampoco tiene alguna influencia. En concreto de 48 MPa, el cabeceo de alta resistencia conduce a resistencias 7 a 11 por ciento mayores que cabeceos de baja resistencia. Para concreto de 69 MPa, la diferencia puede ser tan alta como de 17 por ciento. Estas diferencias son menores cuando el espesor del cabeceo es muy pequeño.^{12.82}

Los procedimientos para cabeceo están prescritos en la norma ASTM C 617-94. Cuando el cabeceo se va a realizar rápidamente después del colado, se utiliza cemento portland. Antes de su aplicación, es preferible permitir un retraso de dos a cuatro horas después del colado para que ocurra la contracción plástica del concreto y el asentamiento resultante de la superficie superior del material dentro del molde. Es conveniente terminar el concreto original como a 1.5 ó 3 mm abajo del borde del molde. Durante la colocación del cabeceo, este espacio se llena con una pasta rígida de cemento, a la cual se le ha permitido contraerse parcialmente y, enrasando gradualmente con un vidrio o una placa de acero maquinada, se obtiene una superficie plana. Se necesita experiencia para realizar esta operación de manera satisfactoria, y particularmente para obtener un corte limpio entre la pasta de cemento y la placa: se ha hallado que es útil engrasar la placa con una mezcla de aceite de lardo y parafina^{12.7} o cubrirla con una película delgada de grasa grafitada.^{12.6} En seguida del cabeceo, se debe continuar con el curado húmedo.

El método alternativo es cabecear el cilindro poco antes de probarlo: el momento efectivo depende de las propiedades de endurecimiento del material de cabeceo. El cabeceo deberá ser de 3 a 8 mm de espesor y debe adherirse bien con el concreto subyacente. Los materiales de cabeceo apropiados son el yeso de alta resistencia y mortero de azufre fundido, pero también se ha utilizado cemento de fraguado regulado.^{12.82}

El mortero de azufre está compuesto de azufre y un granular tal como la arcilla molida refractaria. La mezcla se aplica fundida y se deja endurecer con el espécimen en un dispositivo que asegure una superficie de extremo plana y a escuadra. Es necesario utilizar un gabinete para humo porque se producen emanaciones tóxicas. La mezcla de azufre de los

cilindros probados puede ser reutilizada hasta cinco veces, pero se requiere cuidado en la selección y uso del mortero de azufre ya que de otra manera la resistencia de los cilindros de prueba puede ser afectada significativamente.^{12.53} El curado húmedo debe continuarse después de poner el cabeceo.

Una opción al cabeceo es pulir (utilizando un abrasión con carburo de silicio) la superficie de apoyo del espécimen hasta que esté plana y a escuadra. Este método produce resultados muy satisfactorios pero es algo costoso. Se ha sugerido que el pulido conduce a una mayor resistencia que con cabeceo porque está ausente cualquier pérdida de resistencia asociada con el cabeceo.^{12.84} Así, los especímenes comunes tienen la misma resistencia que aquellos con superficies de prueba de colado "perfecto".

Cabeceo sin adherencia

Aunque el cabeceo de mortero de azufre es satisfactorio para concretos con resistencia hasta de 100 MPa, la operación de cabecear es tediosa y potencialmente algo peligrosa. Por esta razón, se han hecho diversos intentos para desarrollar remates sin adherencia. Éstos están en la forma de un cojín elastomérico insertado dentro de un remate metálico rígido restrictivo del tipo que se muestra en la figura 12.2. Se ha hallado que los cojines de neopreno dentro de remates de acero son satisfactorios.^{12.74} El cojín tendrá que ajustarse sin holgura dentro del remate cuyo diámetro interno deberá ser de aproximadamente 6 mm mayor que el diámetro del cilindro de concreto. Es importante que el cilindro sea concéntrico con el remate.

El uso de cabeceos de hule sin adherencia está permitido en Australia.^{12.75} Se ha hallado que los remates tienen que estar completamente moldeados (no taladrados) y que se tiene que usar hule de diferentes durezas, de acuerdo con la resistencia del concreto.^{12.75} Este es un factor de complicación si no se puede anticipar la resistencia del cilindro. Aún más, los remates de hule no deberán usarse con concreto de

baja resistencia: se han sugerido valores límite de 20 MPa^{12.75} y 30 MPa^{12.73} porque, a menores resistencias, los cabeceados sin adherencia conducen a valores de menor resistencia que aquellos obtenidos con cabeceo de mortero de azufre convencional.

El uso de cabeceados sin adherencia se ha limitado en otros países y, por lo tanto, no se dispone de una comparación segura de las resistencias obtenidas utilizando estos cabeceados con valores de resistencia de cilindros con cabeceos de mortero y azufre. Sin embargo, incluso si hay una pequeña diferencia sistemática de resistencia en comparación con la resistencia de cilindros con cabeceados con mortero de azufre, no es importante porque cada método de cabecear introduce una influencia sistemática sobre la resistencia observada, de manera que no hay una resistencia "verdadera" del concreto. Lo importante es que se utilice un solo método en un proyecto dado de construcción.

La variabilidad de los resultados de prueba en cilindros con remates sin adherencia es menor que con cabeceados normales. Esto puede deberse al efecto benéfico de los cabeceados sin adherencia al reducir las consecuencias de la aspereza en los extremos del cilindro.^{12.72}

Cabecear concreto de muy alta resistencia presenta un problema especial puesto que dicho concreto tiene una mayor resistencia que el cabeceo de mortero de azufre. Los cabeceados sin adherencia tampoco son satisfactorios porque los cojines pueden llegar a ser seriamente dañados e incluso extruidos del remate.^{12.71} El pulido de los extremos del cilindro da muy buenos resultados pero es lenta y costosa. Más aún, debe asegurarse más rigurosamente una alta calidad de pulido y acabado.

Para evitar el pulido, se ha desarrollado el uso de un remate de acero restrictivo con relleno de arena: se compacta arena fina, seca, silíceo en el remate; el cilindro se coloca en la parte superior de la arena; y se vierte parafina derretida a fin de formar un sello que confine la arena y mantenga centrado el cilindro.^{12.71} Las resistencias a la compresión de concretos hasta de 120 MPa en los que se utilizaron remates

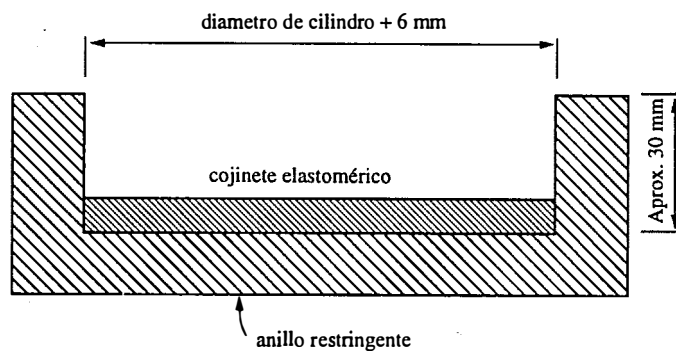


Figura 12.2 Sección transversal de un sistema típico de cabeceo sin adherencia.

con arena concordaron bien con las de los especímenes pulidos.^{12.71}

Para propósitos de investigación, puede ser deseable la aplicación de un esfuerzo a compresión realmente uniforme. Esto se ha logrado mediante la aplicación de carga a través de una esterilla de cintas delgadas de hule con aberturas intercaladas,^{12.12} ó a través de un cepillo de alambre rígido.^{12.56} Una "platina" de cepillo está compuesta de filamentos, de aproximadamente 5 por 3 mm de sección transversal con aberturas de 0.2 mm de ancho. Esta combinación permite que se desarrolle la deformación lateral libre del concreto pero los filamentos no se ondulan. Se ha hallado que el uso de platinas de cepillos sobre cubos de 100 mm producen una resistencia igual a aproximadamente 80 por ciento de la resistencia con platinas rígidas a una rapidez de deformación constante (para resistencia de concreto de aproximadamente 45 MPa).^{12.85}

Pruebas de especímenes a la compresión

Además de ser planas las superficies extremas de los cilindros deberán ser normales a su eje, y esto también garantiza que los planos extremos sean paralelos entre sí. Se permite una pequeña tolerancia: se ha hallado que una inclinación del eje del espécimen respecto del eje de la máquina de pruebas de 6 mm en 300 mm no causa ninguna pérdida de resistencia.^{12.5} Al ser colocado en la máquina de pruebas el eje del espécimen deberá estar tan cercano al eje de la platina como sea posible, pero errores hasta de 6 mm no afectan la resistencia de cilindros hechos con concreto de baja resistencia.^{12.5} Sin embargo, la norma BS 1881: Parte 115: 1986 requiere una disposición para la localización positiva y precisa de los especímenes de prueba. Igualmente, una pequeña falta de paralelismo entre las superficies extremas del espécimen no afecta adversamente su resistencia, siempre y cuando la máquina de pruebas esté equipada con un asiento que se pueda alinear libremente con el plano extremo de los especímenes, como es prescrito por la norma BS 1881: Parte 115: 1986.

La alineación libre se logra con un asiento esférico. Esto puede actuar no sólo cuando las platinas se ponen en contacto con el espécimen sino también cuando la carga está siendo aplicada. En esta etapa, algunas partes del espécimen se pueden deformar más que otras. Éste es el caso en un cubo en el cual, debido al sangrado, las propiedades de diferentes capas (según han sido coladas) pueden no ser las mismas. En la posición de pruebas, el cubo está en ángulo recto con respecto a la posición como se cuela, de manera que las partes más débiles y las más resistentes (paralelas

una a otra) se extienden de platina a platina. Sujeto a carga, el concreto más débil, al tener un menor módulo de elasticidad, se deforma más. Con un asiento esférico efectivo, la platina seguirá la deformación, de manera que el esfuerzo en todas las partes del cubo es el mismo y la falla ocurre cuando este esfuerzo alcanza la resistencia de la parte más débil del cubo. Por otro lado, si la platina no cambia su inclinación al estar sujeta a carga (es decir, se mueve paralela a sí misma) la parte más resistente del cubo soporta una mayor carga. Todavía la parte más débil falla primero, pero la carga máxima sobre el cubo se alcanza únicamente cuando la parte más resistente de éste soporta también su carga máxima: así la carga total sobre el cubo es mayor que cuando la platina está libre para girar. Este comportamiento fue confirmado experimentalmente.^{12.9}

Para hacer efectivo el asiento esférico de una máquina de pruebas al estar sujeto a carga, tiene que emplearse un lubricante altamente polar para reducir el coeficiente de fricción a un valor tan bajo como 0.04 (en comparación con 0.15 cuando se utiliza un lubricante de grafito).^{12.10} La norma ASTM C 39-93a especifica el uso de aceite tipo petróleo tal como el aceite de motor convencional. Sin embargo, no está claro, si hacer posible este movimiento de la platina da por resultado que la resistencia observada sea más representativa del concreto sujeto a prueba. Hay indicaciones de que una máquina con una platina que no cambia su inclinación sujeta a carga da resultados más reproducibles cuando son probados cubos nominalmente similares.^{12.11} (Por esta razón, la norma BS 1881: Parte 115: 1986 especifica que el asiento sujeto a carga no se debe mover). En cualquier caso, la resistencia observada es seriamente afectada por la fricción sobre la superficie del asiento esférico, de manera que, para que las pruebas sean comparables, es esencial mantener esta superficie en una condición normalizada.

La carga de una platina a través de un asiento esférico induce flexión y deformación de la platina, que depende de su espesor. La norma ASTM C 39-93a prescribe el espesor de la platina en relación con el tamaño del asiento esférico, estando éste último regido por el tamaño del espécimen.

La figura 12.3 (a) indica esquemáticamente la distribución del esfuerzo normal en la zona de contacto de la platina y el concreto cuando se utiliza una platina "dura": entonces el esfuerzo de compresión es mayor cerca del perímetro que en el centro del espécimen. Existe la misma distribución cuando el espécimen o la platina son ligeramente cóncavos. En forma inversa, cuando se utiliza una platina "blanda" [figura 12.3 (b)], el esfuerzo de compresión es mayor cerca del centro del espécimen que alrededor del perímetro. Esta condición también se produce por una cara del espécimen o platina ligeramente convexa. Además de las

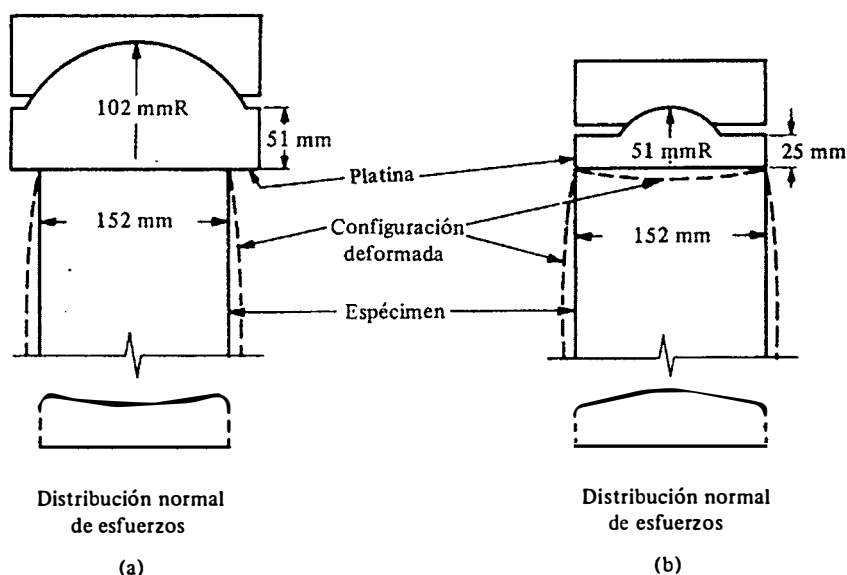


Figura 12.3 Distribución normal de esfuerzo cercana a los extremos de los especímenes cuando se prueban en una máquina con: (a) platinas duras; (b) platinas blandas.

distribuciones del esfuerzo de la figura 12.3, existen algunas variaciones locales en esfuerzo ocasionadas por la heterogeneidad del concreto, y específicamente a causa de la presencia de partículas de agregado grueso cerca de las caras extremas.

Una descripción de los diferentes tipos de máquinas de prueba está fuera del alcance de este libro, pero debería mencionarse que la falla del espécimen es afectada por el diseño de la máquina, especialmente por la energía almacenada en ella. Con una máquina muy rígida, la alta deformación del espécimen con cargas que se aproximan a la carga última no es seguida por el movimiento de la cabeza de la máquina, de manera que la rapidez a la cual se aplica la carga disminuye y se registra una mayor resistencia. Por otro lado, en la máquina menos rígida, la carga sigue más cerca de la curva de carga-deformación para el espécimen y, cuando comienza el agrietamiento, la energía almacenada por la máquina se libera rápidamente. Esto conduce a falla con una carga menor de la que ocurriría en una máquina más rígida, acompañada con frecuencia por una explosión violenta.^{12.8}

El comportamiento exacto depende de las características detalladas de la máquina, no solamente de su rigidez longitudinal, sino que también es importante su rigidez lateral.^{12.53} Es esencial la calibración apropiada y regular de las máquinas de prueba; esto está prescrito en la norma BS.: 1881: Parte 115: 1986. Otra norma, BS 1881: Parte 127:1990, proporciona un método para verificar el comportamiento de una máquina de prueba utilizando cubos hechos en condiciones especialmente controladas: se hace una comparación con resultados de prueba obtenidos en una *máquina representativa de pruebas*.

Falla de especímenes a compresión

En la página 200, consideramos la falla del concreto sujeto a compresión uniaxial. Sin embargo, la prueba a compresión impone un sistema un poco más complejo de esfuerzo, con el desarrollo de fuerzas tangenciales entre las superficies extremas del espécimen de concreto y las platinas de acero adyacentes de la máquina de pruebas. En cada material, la compresión vertical en acción (el esfuerzo nominal en el espécimen) da por resultado una expansión lateral ocasionada por el efecto de la relación de Poisson. Sin embargo, el módulo de elasticidad del acero es de 5 a 15 veces mayor, y la relación de Poisson es no más del doble más grande que los valores correspondientes para el concreto, así que la deformación lateral de la platina es pequeña comparada con la expansión transversal del concreto si estuviera *libre* para moverse. Por ejemplo, Newman y Lachance^{12.57} hallaron que la deformación lateral en una platina de acero es 0.4 con respecto a la deformación lateral en el concreto a una distancia de la cara de contacto suficiente para remover el efecto restringente.

Entonces puede verse que la platina restringe la expansión lateral del concreto en las partes del espécimen cercanas a sus extremos: el grado de restricción ejercido depende de la fricción realmente desarrollada. Cuando se elimina la fricción, es decir, al aplicar una capa de grafito o de cera de parafina a las superficies de apoyo, el espécimen exhibe una expansión lateral grande y finalmente se separa longitudinalmente.

Con la fricción en acción, es decir, en condiciones normales de prueba, un elemento dentro del espécimen es sujeto a un esfuerzo cortante así como a compresión. La magnitud

del esfuerzo cortante disminuye, y la expansión lateral aumenta, con un incremento de distancia desde la platina. Como resultado de la restricción, en un espécimen probado hasta la falla se tiene un cono o pirámide relativamente sin daño de una altura aproximadamente igual a $\frac{1}{2}d\sqrt{3}$ (donde d es la dimensión lateral del espécimen).^{12,4} Si el espécimen es más largo de aproximadamente $1.7 \cdot d$, una parte del estará libre del efecto restringente de las platinas. Podemos notar que los especímenes cuya longitud es menor de $1.5 \cdot d$ muestran una resistencia considerablemente mayor que aquéllos con una longitud más grande (véase la fig. 12.5).

Parece entonces que, cuando un esfuerzo constante actúa junto con la compresión uniaxial, la falla se demora, y puede, por lo tanto, inferirse que no es el esfuerzo principal de compresión el que induce al agrietamiento y falla sino probablemente la deformación a tensión lateral. El colapso real puede deberse, al menos en algunos casos, a la desintegración del núcleo del espécimen. La deformación lateral es inducida por el efecto de la relación de Poisson y, suponiendo que esta relación sea aproximadamente 0.2, la deformación lateral es 1/5 de la deformación axial a compresión. Ahora, no conocemos los criterios exactos de falla del concreto, pero existen fuertes indicaciones de que la falla ocurre a una deformación límite de 0.002 a 0.004 en compresión o 0.0001 a 0.0002 en tensión. Puesto que la relación de la última de estas deformaciones con respecto a la anterior es menor que la relación de Poisson del concreto, se deriva que las condiciones de falla en tensión circunferencial se logran antes de que la deformación a compresión límite haya sido alcanzada.

Se ha observado separación por tensión vertical en numerosas pruebas en cilindros, particularmente en especímenes de alta resistencia hechos de mortero o de pasta de cemento puro, y también en concreto con infiltración de azufre. El

Tabla 12.1 Factores de corrección estándar para resistencia de cilindros con diferentes relaciones de altura respecto a diámetro

Relación de altura con respecto a diámetro (h/d)	Factor de corrección normal	
	ASTM C 42-90	BS 1881: Parte 12:1983
2.00	1.00	1.00
1.75	0.98	0.97
1.50	0.96	0.92
1.25	0.93	0.87
1.00	0.87	0.80

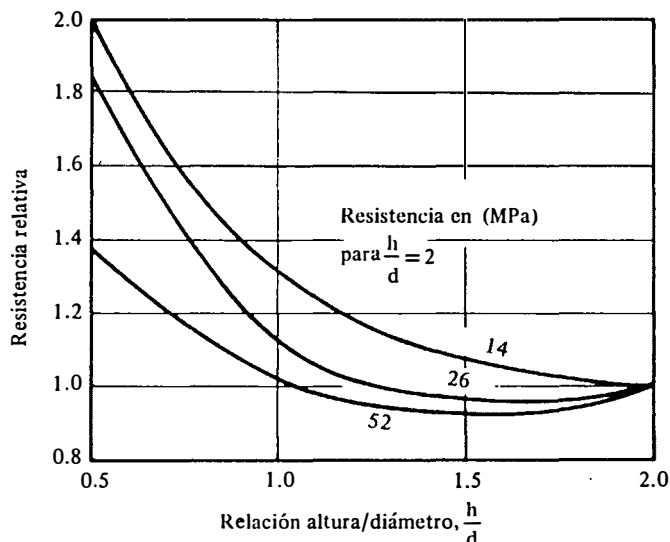
efecto es menos común en concreto ordinario cuando hay presencia de agregado grueso porque éste proporciona continuidad lateral.^{12,4} También ha sido confirmada la presencia de grietas verticales por medio de mediciones de velocidad del pulso ultrasónico a lo largo y a lo ancho del espécimen.^{12,13}

Las observaciones sobre la distribución real de esfuerzo en una situación nominalmente uniaxial no necesariamente disminuyen el valor de la prueba de compresión en cuanto prueba comparativa, pero deberemos ser cautelosos de interpretarla como una medida verdadera de la resistencia a la compresión del concreto.

Efecto de la relación altura/diámetro en la resistencia de cilindros

Los cilindros normalizados son de una altura h igual al doble del diámetro d , pero algunas veces se encuentran especímenes de otras proporciones. Éste es particularmente el caso de los núcleos o corazones extraídos del concreto en la misma obra: el diámetro depende del tamaño de la herra-

Figura 12.4 Influencia de la relación altura/diámetro en la resistencia aparente de un cilindro para diferentes niveles de resistencia.^{12,14}



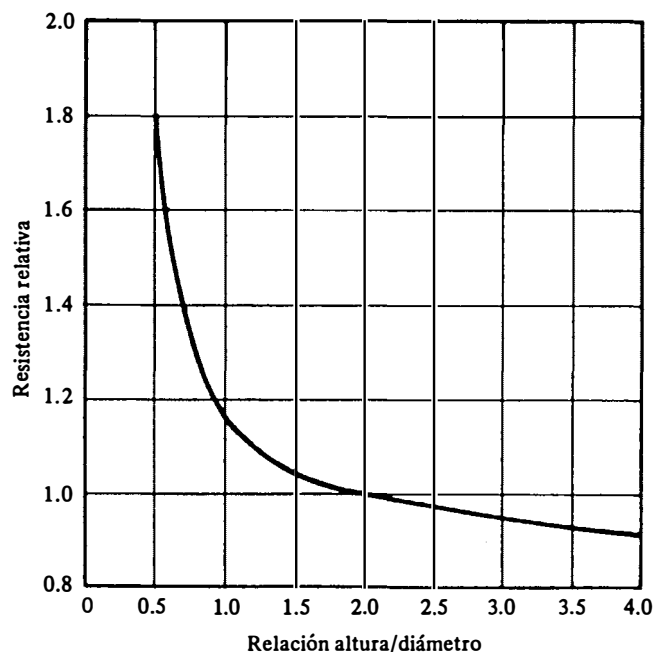


Figura 12.5 Patrón general de influencia de la relación altura/diámetro sobre la resistencia evidente de un cilindro.^{12.40}

mienta de corte del núcleo mientras que la altura del núcleo varía con el espesor de la losa o miembro. Si el corazón es demasiado largo, puede ser recortado hasta la relación h/d de 2 antes de la prueba pero, con un corazón demasiado corto, es necesario estimar la resistencia del mismo concreto como si hubiera sido determinado en un espécimen con $h/d = 2$.

La norma ASTM C 42-90 y BS 1881: Parte 120:1983 (la última por implicación) dan factores de corrección (tabla 12.1) pero Murdock y Kesler^{12.14} hallaron que la corrección también depende del nivel de resistencia del concreto (figura 12.4). El concreto de alta resistencia es menos afectado por la relación altura/diámetro del espécimen, y dicho concreto es también menos influido por la forma del espécimen; los dos factores deberán estar relacionados ya que existe comparativamente poca diferencia entre las resistencias de un cubo y de un cilindro con $h/d = 1$.

La influencia de la resistencia sobre el factor de conversión tiene significación práctica en el caso del concreto de baja resistencia, si se prueban corazones con h/d menor de 2. Utilizando los factores de la norma ASTM C-42-90, y aun más los de la norma BS 1881: Parte 120:1983, la resistencia que se obtendría con una relación h/d de 2 estaría sobrestimada; sin embargo, en el caso del concreto de baja resistencia o del que se sospecha que tiene una resistencia demasiado baja, es particularmente importante una estimación correcta de la resistencia.

El modelo general de la influencia de h/d sobre la resistencia del concreto de baja y mediana resistencia se muestra en

la figura 12.5. Para valores de h/d menores de 1.5, la resistencia medida aumenta rápidamente debido al efecto restringente de las platinas de la máquina de pruebas. Cuando h/d varía entre aproximadamente 1.5 y 4, la resistencia es poco afectada y, para valores h/d entre 1.5 y 2.5, la resistencia está no más allá de 5 por ciento de la resistencia de especímenes normales ($h/d = 2$). Para valores de h/d mayores de 5, la resistencia cae más rápidamente, llegando a ser evidente el efecto de la relación de esbeltez.

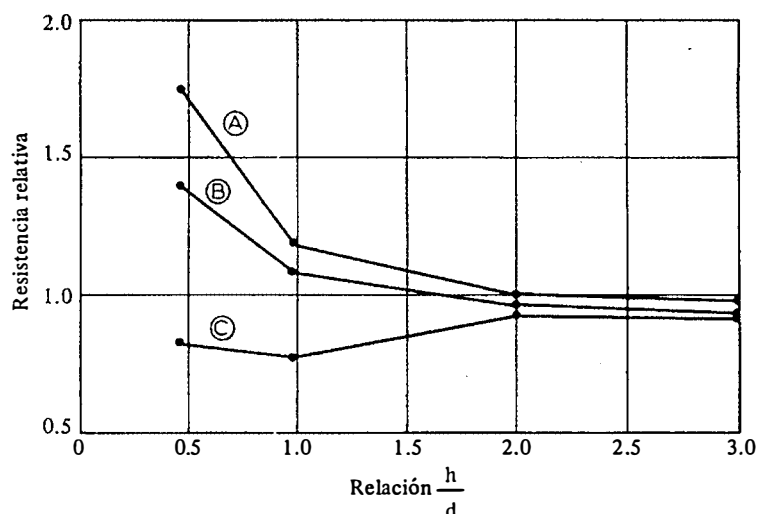
Parece entonces que la elección de la relación normal de altura/diámetro de 2 es apropiada, no sólo porque el efecto de extremo es eliminado en gran parte y existe una zona de compresión uniaxial dentro del espécimen, sino también porque una ligera desviación de esta relación no afecta seriamente al valor medido de resistencia. La norma ASTM C 42-90 declara que no se requiere ninguna corrección para valores de h/d entre 1.94 y 2.10.

La influencia que sobre la resistencia tiene la relación de altura respecto de la menor dimensión lateral se aplica también en el caso de prismas.

Por supuesto, si se elimina la fricción de extremo, el efecto de h/d sobre la resistencia desaparece, pero esto es muy difícil de lograr en una prueba de rutina. El modelo general de la influencia del empacado entre la platina y el espécimen sobre la resistencia de cilindros con diferentes valores de h/d se muestra en la figura 12.6.

El efecto de extremo disminuye más rápidamente cuanto más homogéneo es el material; es así menos notable en

Figura 12.6 Resistencia relativa de cilindros de diferentes relaciones altura/diámetro con diversos tipos de empaque entre las platinas y el espécimen.^{12.58} (Resistencia de cilindro con $h/d = 2$ y sin empaque tomado como 1.0): (A) sin empaque; (B) cartón de yeso suave de 8 mm; (C) Tablero plástico de 25 mm.



morteros y probablemente también en concreto de agregado de peso ligero de resistencia baja o moderada, donde la menor heterogeneidad surge de la menor diferencia entre los módulos elásticos de la pasta de cemento y del agregado, que es el caso con el agregado de peso normal.

Se ha hallado que, en concreto de agregado de peso ligero, el valor de la relación de resistencias de un cilindro normal respecto a un cilindro con una relación de altura-diámetro de 1 está entre 0.95 y 0.97.^{12.15, 12.60} Sin embargo, esto no se ha confirmado en pruebas rusas sobre concreto hecho con agregado de arcilla expandida en las que se informó de una relación de 0.77 aproximadamente.^{12.59}

Comparación de resistencias de cubos y cilindros

Hemos visto que el efecto restringente de las platinas de la máquina de pruebas se extiende a lo largo de toda la altura de un cubo pero deja sin afectar una parte del cilindro de prueba. Por lo tanto, es de esperarse que las resistencias de cubos y cilindros hechos del mismo concreto difieran una de la otra.

De acuerdo con las expresiones que convierten la resistencia de núcleos en la resistencia de cubos equivalentes en la norma BS 1881: Parte 120:1983, la resistencia del cilindro es igual a 0.8 de la resistencia de un cubo pero, en realidad, no hay relación simple entre las resistencias de los especímenes de las dos formas. La relación de las resistencias del cilindro respecto del cubo aumenta significativamente con un incremento de la resistencia^{12.16} y es casi uno a resistencias de más de 100 MPa. Se ha hallado que algunos otros factores, por ejemplo, la condición de humedad del espécimen en el momento de la prueba, también afectan la relación de resistencias de los dos tipos de especímenes.

Puesto que la norma europea ENV 206:1992 reconoce el uso tanto de cilindros como de cubos, incluye una tabla de equivalencia de resistencia de los tipos de especímenes a compresión hasta 50 MPa (medidas en cilindros). Los valores de la relación de resistencia cilindro/cubo son todos alrededor de 0.8. El Código de Diseño CEB-FIP^{12.1} da una tabla similar de equivalencia pero, mayores de 50 MPa, la relación de resistencias del cilindro/cubo se eleva progresivamente, alcanzando 0.89 cuando la resistencia del cilindro es 80 MPa. Ninguna de estas tablas se deberá utilizar para propósitos de conversión de una resistencia medida de un tipo de espécimen en relación con la resistencia del otro tipo. Para cualquier proyecto de construcción, deberá utilizarse un tipo individual de espécimen para prueba de resistencia a la compresión.

Es difícil decir qué tipo de espécimen, cilindro o cubo es "mejor", pero, incluso en países donde los cubos son el espécimen normal, parece haber una tendencia, al menos para propósitos de investigación, a utilizar cilindros más bien que cubos, y esto ha sido recomendado por RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires D'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions) -una organización internacional de laboratorios de pruebas. Se cree que los cilindros dan una mayor uniformidad de resultados para especímenes nominalmente similares porque su falla es menos afectada por la restricción de extremos del espécimen; las propiedades del agregado grueso utilizado en la mezcla influyen menos en su resistencia; y la distribución de esfuerzos en planos horizontales en un cilindro es más uniforme que en un espécimen de sección transversal cuadrada.

Puede recordarse que los cilindros son colados y probados en la misma posición, mientras que en un cubo la línea de acción de la carga está en ángulo recto con el eje del cubo

como ha sido colado. En miembros estructurales a compresión, la situación es similar a aquella existente en un cilindro de prueba, y se ha sugerido que, por esta razón, las pruebas en cilindros son más realistas. Sin embargo, se ha mostrado que la relación entre las direcciones como se ha colado y como se ha probado, no afecta apreciablemente la resistencia de los cubos hechos con concreto no segregado y homogéneo ^{12.3} (figura 12.7). Más aún, como se mostró anteriormente, la distribución de esfuerzo en cualquier prueba a compresión es tal que la prueba solamente es comparativa y no ofrece ningún dato cuantitativo sobre la resistencia de un miembro estructural.

Pruebas para resistencia en tensión

Aunque normalmente el concreto no se diseña para resistir tensión directa, es valioso el conocimiento de la resistencia a la tensión al estimar la carga bajo la cual se desarrollará el agrietamiento. La ausencia de agrietamiento es de importancia considerable en el mantenimiento de la continuidad de una estructura de concreto y, en muchos casos, en la prevención de la corrosión del acero de refuerzo. Los problemas de agrietamiento se presentan cuando se desarrolla tensión diagonal por medio de esfuerzos cortantes, pero el caso más frecuente de agrietamiento es causado por contracción restringida y por gradientes de temperatura. Una apreciación de la resistencia a la tensión del concreto ayuda a comprender el comportamiento del concreto reforzado incluso aunque los cálculos reales de diseño no tomen explícitamente en cuenta, en muchos casos, la resistencia a la tensión. El tema un tanto extenso del agrietamiento se considera en el capítulo 10.

La resistencia en tensión es también de interés en estructuras de concreto sin refuerzo tales como presas, en condiciones de sismos. Otras estructuras, por ejemplo pavimentos de carreteras y de aeropistas, se proyectan sobre la base de resistencia a la flexión, lo que implica resistencia en tensión.

Hay tres tipos de prueba para resistencia en tensión: prueba de tensión directa, prueba de flexión y prueba de tensión indirecta.

Una aplicación directa de una fuerza de tensión pura, libre de excentricidad, es muy difícil. A pesar de algún éxito con el empleo de mordazas de tenaza adaptable, ^{12.19} es difícil evitar esfuerzos secundarios tales como los inducidos por mordazas o por eslabones empotrados. El U.S. Bureau Of Reclamation prescribe una prueba de tensión directa, que emplea placas con extremos adheridos. ^{12.17} Los otros dos tipos de prueba para resistencia en tensión son considerados a continuación.

Pruebas de resistencia en flexión

En estas pruebas, una simple viga de concreto (sin refuerzo) se sujeta a flexión usando *carga de dos puntos* y simétrica hasta que ocurre la falla. Puesto que los puntos de carga están espaciados a un tercio del claro libre, la prueba es llamada prueba de *carga en los tercios*. El esfuerzo a tensión máximo teórico alcanzado en la fibra inferior de la viga de prueba es conocido como el *módulo de ruptura*.

Las vigas normalmente son probadas sobre su lado en relación con la posición como se cuela pero, siempre y cuando

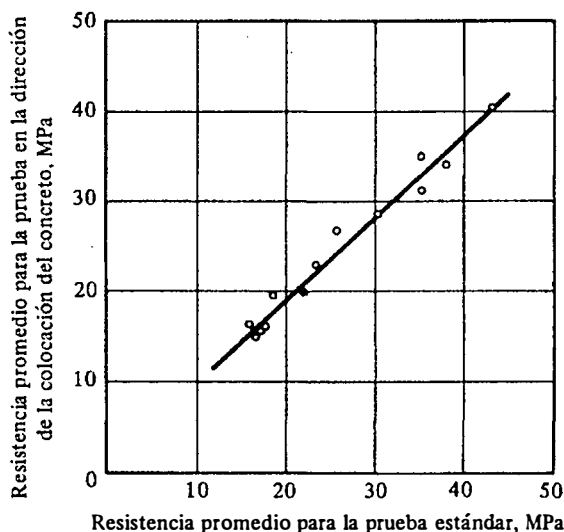


Figura 12.7 Relación entre resistencia media de cubos de concreto cargados en la dirección hacia el colado y de manera normal. ^{12.3}

el concreto sea sin segregación, la posición de la viga como se prueba en relación con la posición como se cuela no afecta el módulo de ruptura. ^{12.22, 12.23}

La norma británica BS 1881: Parte 118: 1983 prescribe carga en los tercios en vigas de 150 por 150 por 750 mm soportadas sobre un claro libre de 450 mm pero también pueden utilizarse vigas de 100 por 100 mm, siempre y cuando el lado de la viga sea al menos tres veces el tamaño máximo del agregado.

Los requisitos de la norma ASTM C 78-94 son similares a los de la norma BS 1881: Parte 118: 1983. Si ocurre la fractura dentro del tercio central de la viga, el módulo de ruptura se calcula sobre la base de la teoría elástica ordinaria, y es entonces igual a:

$$\frac{PL}{bd^2}$$

donde

P = carga máxima total sobre la viga

L = claro libre

b = ancho de la viga, y

d = peralte de la viga.

Sin embargo, si ocurre fractura fuera de los puntos de carga, digamos, a una distancia cercana al apoyo, siendo a la distancia promedio medida sobre la superficie de tensión de la

viga, pero no más de 5 por ciento del claro libre, entonces el módulo de ruptura es dado por $3Pa/bd^2$. Esto significa que el esfuerzo máximo de tensión en la sección crítica, y no el esfuerzo máximo sobre la viga, se considera en los cálculos. El método británico desecha la falla fuera del tercio medio de la viga.

También existe una prueba para la resistencia en flexión bajo carga en el centro del claro, prescrito en la norma ASTM C 293-94, pero ya no cubierta por una norma británica. En esta prueba, la falla ocurre cuando se ha agotado la resistencia a la tensión del concreto en la fibra extrema bajo el punto de carga. Por otro lado, con la carga en los tercios, un tercio de la longitud de la fibra inferior en la viga se sujeta al esfuerzo máximo, así que puede desarrollarse el agrietamiento crítico en cualquier sección en un tercio de la longitud de la viga. Puesto que la probabilidad de que un elemento débil (de cualquier resistencia especificada) que está sujeto al esfuerzo crítico sea considerablemente mayor bajo carga de dos puntos que cuando actúa una carga en el centro del claro, la prueba de carga en el centro del claro da un valor mayor del módulo de ruptura, ^{12.20} pero también más variable. En consecuencia, la prueba de carga en el centro del claro se usa muy raramente.

La expresión para el módulo de ruptura, dada anteriormente en esta sección, fue calificada con el término "teórica" porque está basada en la teoría elástica de vigas, en la cual se supone que la relación esfuerzo-deformación es lineal,

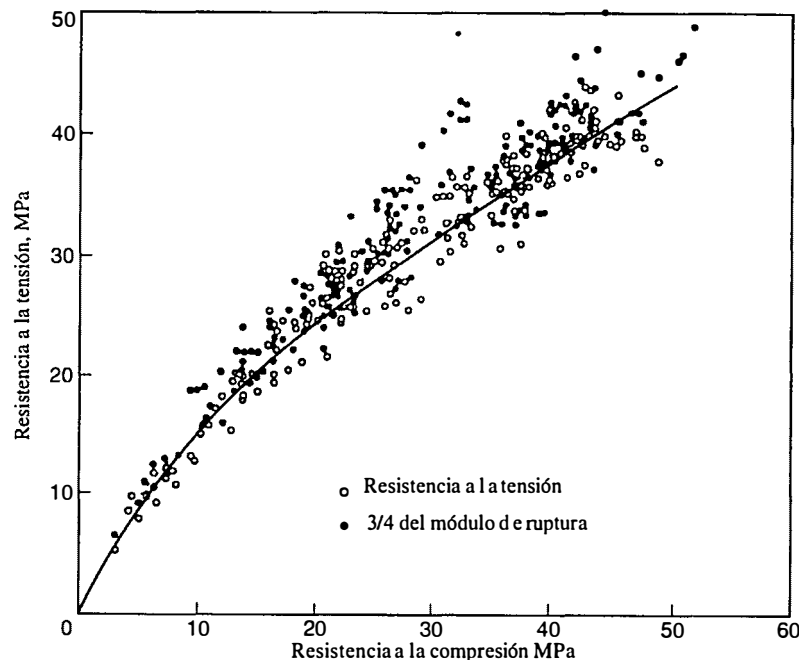


Figura 12.8 Gráfica de la resistencia a la tensión indirecta y de $\frac{3}{4}$ del módulo de ruptura contra la resistencia a la compresión del concreto (basado en la ref. 12.52)

de manera que el esfuerzo en tensión en la viga se supone proporcional a la distancia a partir de su eje neutro. De hecho, como se analizó en el capítulo 9, hay un incremento gradual de deformación con un incremento de esfuerzo arriba de aproximadamente la mitad de la resistencia en tensión. En consecuencia, la forma del bloque de esfuerzo real bajo cargas cercanas a la falla es parabólica, y no triangular. El módulo de ruptura sobrestima así la resistencia en tensión del concreto. Raphael^{12.52} mostró que el valor correcto de la resistencia en tensión es aproximadamente $\frac{3}{4}$ del módulo teórico de ruptura (véase la figura 12.8).

Existen posibles razones adicionales de por qué la prueba del módulo de ruptura da un mayor valor de resistencia que una prueba de tensión directa hecha sobre el mismo concreto. Primero, cualquier excentricidad accidental en una prueba de tensión directa da por resultado una menor resistencia evidente del concreto. El segundo argumento es similar a aquél que justifica la influencia de la disposición de cargas sobre el valor del módulo de ruptura: en tensión directa, el volumen total del espécimen se sujeta al esfuerzo máximo, así que es alta la probabilidad de que ocurra un elemento débil. Tercero, en la prueba de flexión, el esfuerzo de fibra máximo alcanzado puede ser mayor que en tensión directa porque la propagación de una grieta es bloqueada por el material menos esforzado más cercano al eje neutro. Así, la energía disponible está por abajo de la necesaria para la formación de nuevas superficies de agrietamiento. Estas diversas razones en cuanto a la diferencia entre el módulo de ruptura y la resistencia en tensión directa no son todas de igual importancia.

Al inicio de este capítulo, se mencionó que la resistencia a la flexión del concreto es de interés en el diseño de losas de pavimento. Sin embargo, la prueba de flexión no es conveniente para propósitos de control o de cumplimiento porque los especímenes de prueba son pesados y se dañan fácilmente. también, el resultado de la prueba de flexión es afectado de manera importante por las condiciones de humedad del espécimen (véase la página 400) y, de manera más general, la variabilidad del módulo de ruptura es grande.^{12.115} Es, por lo tanto, conveniente establecer experimentalmente una relación entre el módulo de ruptura y la resistencia a la compresión del cilindro, y utilizar la última en pruebas de rutina.^{12.2} La relación entre resistencias a la tensión y a la compresión se analiza en la página 212.

Una amplia serie de pruebas^{12.131} ha mostrado una relación lineal entre el módulo de ruptura y la resistencia a la tensión indirecta a una edad dada. Este hallazgo es valioso si se tiene que determinar la resistencia del concreto de pavimento *in situ*: la extracción de corazones así como las pruebas en éstos, en compresión o en tensión indirecta, es

mucho más fácil que cortar vigas para la prueba del módulo de ruptura. Más aún, de cualquier forma, los núcleos se extraen con el propósito de verificar el espesor de pavimento.

Prueba de tensión indirecta

En esta prueba, se coloca un cilindro de concreto, del tipo utilizado para pruebas de compresión, con su eje horizontal entre las platinas de una máquina de pruebas, y se aumenta la carga hasta que ocurre falla por tensión indirecta en forma de separación a lo largo del diámetro vertical.

Si la carga es aplicada a lo largo de la generatriz, entonces un elemento en el diámetro vertical del cilindro (figura 12.9) se sujeta a un esfuerzo a compresión vertical de:

$$\frac{2P}{\pi LD} \left[\frac{D^2}{r(d-r)} - 1 \right]$$

y un esfuerzo de tensión horizontal de $2P/(\pi LD)$

donde

P = carga de compresión sobre el cilindro

L = longitud del cilindro

D = diámetro, y

r y $(D-r)$ = distancias del elemento a partir de las dos cargas respectivamente.

Sin embargo, justamente debajo de la carga, se induce un alto esfuerzo de compresión y, en la práctica, tiras estrechas de un material de empaque, tal como madera triplay, se interponen entre el cilindro y las platinas. Sin las tiras de empaque, la resistencia registrada es menor, habitualmente en 8 por ciento. La norma ASTM C 496-90 prescribe tiras de

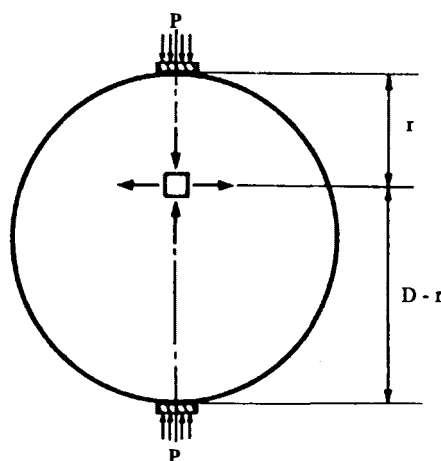


Figura 12.9 La prueba de tensión indirecta.

madera triplay, de 3 mm de espesor y 25 mm de ancho. La norma británica BS 1881:117:1983 especifica tiras de madera conglomerada, de 4 mm de espesor y 15 mm de ancho. Con tal arreglo, la distribución del esfuerzo horizontal en una sección que contiene el diámetro vertical es como se muestra en la figura 12.10. El esfuerzo es expresado en función de $2P/(\pi LD)$, y puede verse que un alto esfuerzo de compresión horizontal existe en la vecindad de las cargas pero, puesto que esto es acompañado por un esfuerzo en compresión vertical de magnitud comparable, produciendo así un estado de esfuerzo biaxial, no ocurre falla a compresión.

Durante la prueba de tensión indirecta, no deberá permitirse que las platinas de la máquina de prueba giren en un plano perpendicular al eje del cilindro, sino deberá permitirse un ligero movimiento en el plano vertical que contenga el eje a fin de ajustar una posible falta de paralelismo de las generatrices del cilindro. Esto puede lograrse por medio de un simple dispositivo de rodillos interpuesto entre una platina y el cilindro. La rapidez de carga es prescrita por la norma ASTM 496-90 y por BS 1881: Parte 117: 1983.

Los cubos y prismas también pueden ser sujetos a la prueba de tensión indirecta, siendo aplicada la carga a través de piezas de carga que descansan contra el cubo en las diagonales de dos caras opuestas. La prueba de cubos, cubierta por la norma BS 1881: Parte 117: 1983, da el mismo resultado que la prueba de tensión indirecta en un cilindro,^{12.144} a saber, el esfuerzo en tensión horizontal es igual a $2P/(\pi a^2)$ donde a es el lado del cubo. Esto significa que sólo el concreto dentro de un cilindro inscrito en el cubo resiste la carga aplicada.

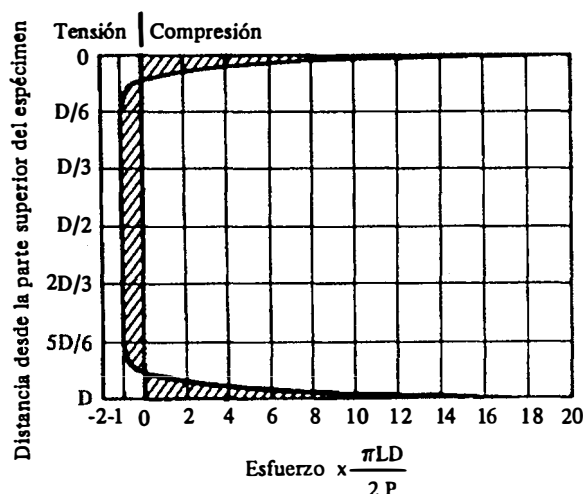


Figura 12.10 Distribución del esfuerzo horizontal en un cilindro cargado sobre una amplitud igual a $1/12$ del diámetro.^{12.24} (Crown copyright)

Una ventaja de la prueba de tensión indirecta es que puede utilizarse el mismo tipo de espécimen para pruebas tanto a compresión como a tensión. Por lo tanto, la prueba de tensión indirecta de cubos es de interés solamente en países donde el cubo y no el cilindro se utiliza como un espécimen normal a compresión; se dispone de pocos datos sobre el comportamiento de la prueba de tensión indirecta de cubos.

La prueba de tensión indirecta es más sencilla de ejecutar y da resultados más uniformes que otras pruebas de tensión.^{12.24} Se cree que la resistencia determinada en la prueba de tensión indirecta está cercana a la resistencia de tensión directa del concreto, siendo 5 o 12 por ciento mayor. Sin embargo, se ha sugerido que, en el caso de mortero y del concreto de agregado de peso ligero, la prueba de tensión indirecta produce un resultado demasiado bajo. Con agregado normal, la presencia de partículas grandes cerca de la superficie en la que se aplica la carga puede influir en el comportamiento.^{12.86}

Se debe observar que, de acuerdo con el ACI 318-89 (revisado en 1992)^{12.4} la resistencia a la tensión indirecta no se deberá emplear para propósitos de establecer el cumplimiento.

Influencia sobre la resistencia de la condición de humedad durante la prueba

Las normas tanto británicas como de la ASTM requieren que todos los especímenes de prueba sean probados en una condición "mojada" o "húmeda". Esta condición tiene la ventaja puede reproducirse mejor que una "condición seca", la cual incluye grados ampliamente variables de sequedad.

Ocasionalmente, un espécimen de prueba puede no estar en una condición húmeda, y es de interés considerar cuáles son las consecuencias de dicha desviación de la condición normal. Habrá que subrayar que únicamente se considera la condición inmediatamente antes de la prueba, suponiéndose que el curado común ha sido aplicado en todos los casos.

En lo que concierne a los especímenes de resistencia a la compresión, las pruebas en una condición húmeda conducen a una mayor resistencia. Se ha sugerido^{12.51} que la contracción por secado en la superficie induce a una compresión biaxial en el núcleo del espécimen, aumentando así su resistencia en la tercera dirección, es decir, en la dirección de la carga aplicada. Sin embargo, las pruebas mostraron que los prismas de mortero^{12.50} y los núcleos de

concreto ^{12.121} bien curado, cuando se secaron completamente, tuvieron una mayor resistencia que cuando se probaron húmedos. Estos especímenes no se sujetaron a contracción diferencial de manera que no hubo ningún sistema de esfuerzo biaxial inducido. El comportamiento de los especímenes, descrito anteriormente, está en conformidad también con la sugerencia ^{12.32} de que la pérdida de resistencia a causa de humedecido de un espécimen de prueba a compresión es ocasionada por la dilatación del gel de cemento por el agua adsorbida: entonces disminuyen las fuerzas de cohesión de las partículas sólidas. A la inversa, cuando durante el secado cesa la acción tipo cuña del agua, se registra un aumento evidente en la resistencia del espécimen. Los efectos del agua no son precisamente superficiales ya que la inmersión de los especímenes en agua tiene mucho menos influencia sobre la resistencia que el remojarlos. Por otro lado, remojar el concreto en benceno o parafina, que se sabe que no es adsorbido por el gel de cemento, no tiene ninguna influencia en la resistencia. Volver a remojar en agua especímenes secados en horno reduce su resistencia al valor de especímenes con curado húmedo continuo, siempre y cuando ellos se hayan hidratado hasta al mismo grado. ^{12.32} Así parece que la variación en resistencia por causa del secado es un fenómeno reversible.

La influencia cuantitativa del secado varía: con concreto de 34 MPa, se ha informado sobre un incremento de la resistencia a la compresión hasta de 10 por ciento ^{12.33} en completo secado, pero si el período de secado es menor de 6 horas, el incremento generalmente es de menos de 5 por ciento. Otras pruebas han demostrado que el incremento de resistencia, a consecuencia del humedecido durante 48 horas antes de la prueba, está entre 9 y 21 por ciento. ^{12.49}

Los especímenes de vigas probados en flexión exhiben un comportamiento opuesto al de los especímenes de prueba a compresión: una viga que se ha dejado secar antes de la prueba tiene un módulo de ruptura más bajo que un espécimen similar probado en una condición húmeda. ^{12.109} Esta diferencia se debe a los esfuerzos en tensión inducidos por contracción restringida antes de la aplicación de la carga, la cual induce tensión en la fibra extrema. La magnitud de la pérdida evidente de resistencia depende de la rapidez a la cual se evapora la humedad de la superficie del espécimen. Deberá subrayarse que este efecto es distinto de la influencia del curado sobre la resistencia.

Sin, embargo, si el espécimen de prueba es pequeño y el secado ocurre muy lentamente, de manera que los esfuerzos internos puedan ser redistribuidos y liberados por fluencia, se observa un aumento de la resistencia. Esto se halló en vigas de concreto, ^{12.31} y también en briquetas de mortero. ^{12.30} A la inversa, humedecer un espécimen completamente seco antes de las pruebas reduce su resistencia; ^{12.31} la interpretación de este fenómeno es polémica. ^{12.128}

La resistencia de cilindros probados en tensión indirecta no es afectada por la condición de humedad porque la falla ocurre en un plano alejado a partir de la superficie sujeta a humedecimiento o secado.

La temperatura del espécimen al momento de la prueba (que es distinta de la temperatura de curado) afecta la resistencia, conduciendo una mayor temperatura a una menor resistencia indicada, tanto en el caso de especímenes a compresión como a flexión (figura 12.11).

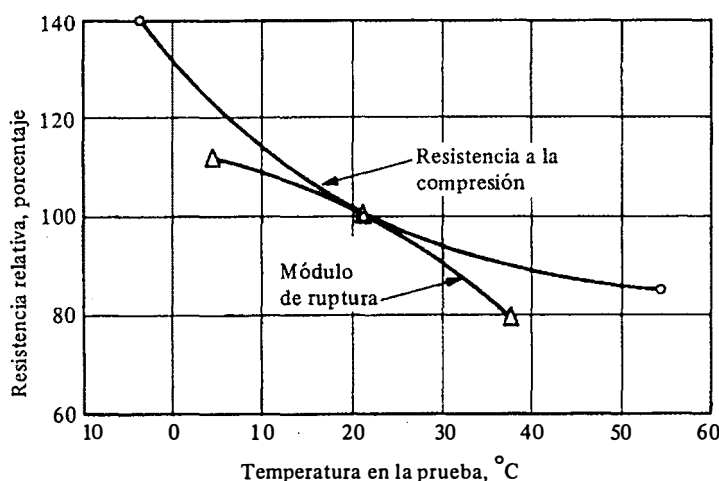


Figura 12.11 Influencia de la temperatura al momento de la prueba de resistencia.

Influencia del tamaño del espécimen sobre la resistencia

El tamaño de los especímenes de prueba para pruebas de resistencia está prescrito en las normas pertinentes, pero ocasionalmente se permite más de un tamaño. Más aún, de cuando en cuando se han promovido argumentos en favor del empleo de especímenes más pequeños. Éstos señalan sus ventajas: especímenes más pequeños son más fáciles de manejar y tienen menos probabilidad de ser dañados accidentalmente; los moldes son menos costosos; se requiere una máquina de pruebas de menor capacidad; y se utiliza menos concreto, lo que en el laboratorio significa menos espacio para almacenado y curado, y también una menor cantidad de agregado que se va poner en proceso.^{12.41} Por otro lado, el tamaño del espécimen de prueba puede afectar la resistencia resultante y también a la variabilidad de los resultados de la prueba. Por estas razones, es importante considerar en detalle la influencia del tamaño del espécimen sobre los resultados de prueba de resistencia.

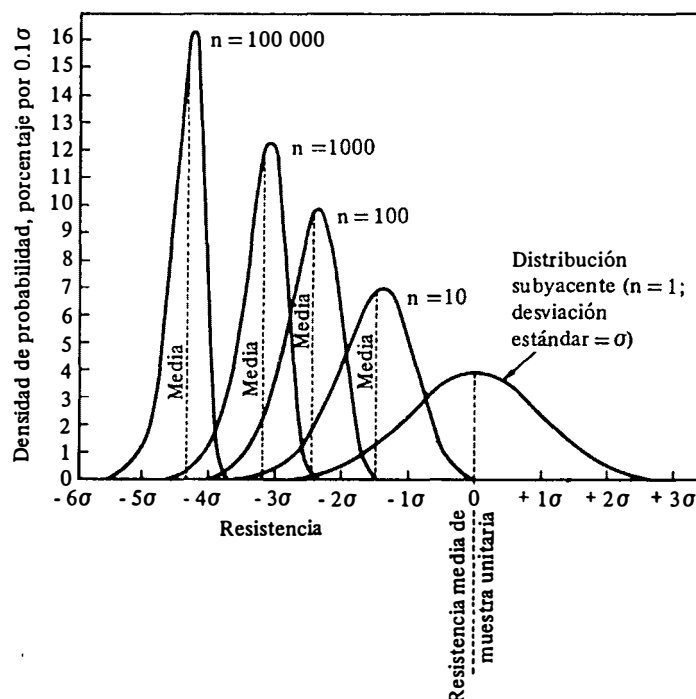
La exposición de la página 199 mostró que el concreto se compone de elementos de resistencia variable de manera que es razonable suponer que, cuanto mayor sea el volumen del concreto sujeto a esfuerzo más probable será que contenga un elemento de una resistencia extrema (baja) dada. Como resultado, la resistencia medida de un espécimen disminuye con un incremento en su tamaño, y así lo hace la variabilidad de resistencia de especímenes geoméricamente similares. Puesto que la influencia del tamaño

sobre la resistencia depende de la desviación estándar en resistencia (figura 12.12), se sigue que los efectos de tamaño son menores cuanto mayor sea la homogeneidad del concreto. Así, el efecto del tamaño en concreto de agregado de peso ligero deberá ser menor, pero esto no se ha confirmado con ningún grado de certeza, aunque existe cierta base para esta sugerencia en los datos disponibles.^{12.76} La figura 12.12 también puede explicar por qué el efecto del tamaño desaparece virtualmente más allá de cierto tamaño del espécimen: por cada incremento sucesivo de diez veces en el tamaño del espécimen, éste pierde progresivamente una menor cantidad de resistencia.

En la página 199, se expuso el concepto del eslabón más débil; para utilizar este concepto requerimos el conocimiento de la distribución de los valores extremos en muestras de un tamaño dado, extraídas al azar de una población original con una distribución dada de resistencia. Generalmente, esta distribución no es conocida, y tienen que hacerse ciertas suposiciones con respecto a su forma. Aquí, será suficiente dar los datos de Tippet^{12.34} sobre la variación de resistencia y desviación estándar de muestras de tamaño n en función de resistencia y desviación estándar de una muestra de tamaño único, cuando la muestra única tiene una distribución *normal* de resistencia. La figura 12.12 muestra esta variación de resistencia para muestras cuando n es igual a 10, 10^2 , 10^3 y 10^5 .

En el caso de pruebas sobre la resistencia del concreto, estamos interesados en los promedios de extremos como una función del tamaño del espécimen. Los valores promedio

Figura 12.12 Distribución de esfuerzo en muestras de tamaño n para una distribución normal fundamental.^{12.34}



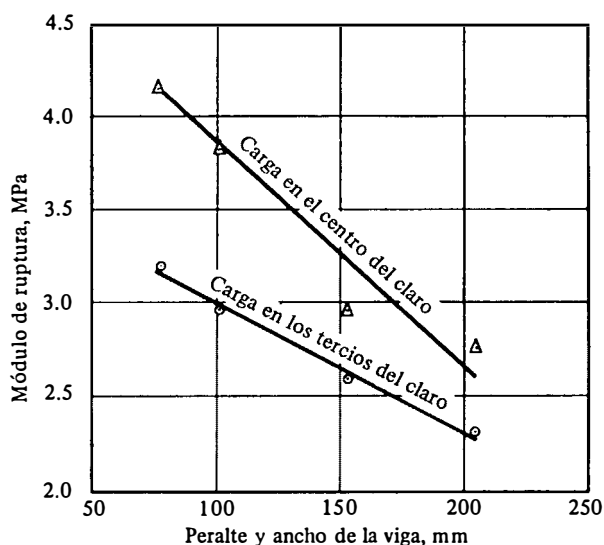


Figura 12.13 Módulo de ruptura de vigas de diferentes tamaños sujetas a carga en el punto central y en los tercios^{12,20} (Crown copyright).

de muestras seleccionadas al azar tienden a tener una distribución normal, así que la suposición de este tipo de distribución, cuando se utilizan valores promedio de muestras, no introduce error serio, y tiene la ventaja de simplificar los cálculos.

En algunos casos prácticos, se ha observado una asimetría de la distribución; esto puede no deberse a ninguna propiedad "natural" del concreto sino al rechazo del concreto de mala calidad en la obra, de manera que dicho concreto nunca alcance la etapa de prueba.^{12,35} Un tratamiento completo de los aspectos estadísticos de las pruebas está fuera del alcance de este libro. *

Efectos del tamaño en pruebas de resistencia a tensión

La figura 12.12 muestra que tanto la resistencia media como la dispersión disminuyen con un incremento en el tamaño del espécimen. Resultados experimentales han confirmado este patrón de comportamiento en pruebas de módulo de ruptura^{12,20, 12,23} (véase las figuras 12.13 y 12.14) y también en tensión directa^{12,19} y en tensión indirecta.^{12,64}

Rossi y otros^{12,97} llevaron a cabo pruebas de tensión directa en cilindros de concretos con resistencias a la compresión entre 35 y 128 MPa. Confirmaron la disminución en resistencia a la tensión y también en variabilidad de los resultados de prueba con un incremento en el tamaño: la dis-

minución de resistencia es más grande cuanto más baja es la resistencia del concreto (véase la figura 12.15). El coeficiente de variación también disminuye con un incremento en el tamaño del espécimen, como se muestra en la figura 12.16, pero no hay ningún efecto evidente de la resistencia del concreto sobre esta relación. Rossi y otros^{12,97} explican esta influencia de la resistencia en función de la heterogeneidad de los componentes de la mezcla. Específicamente, el efecto del tamaño es una función de la relación del tamaño del espécimen respecto del tamaño máximo del agrega-

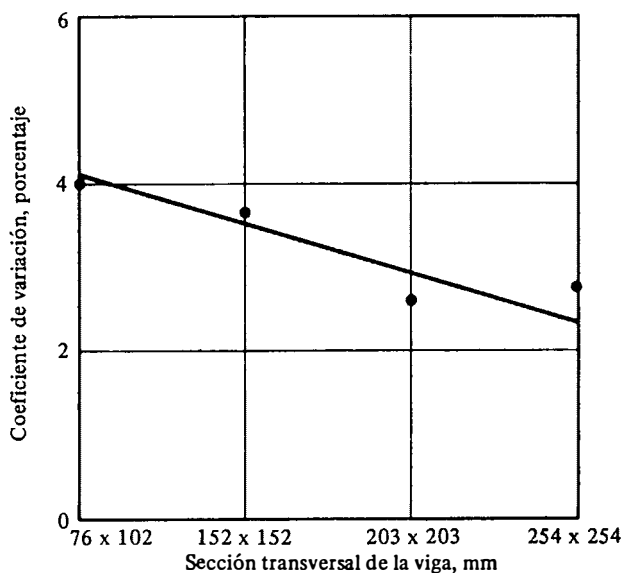


Figura 12.14 Coeficiente de variación del módulo de ruptura para vigas de diferentes tamaños.^{12,23}

*Véase gentlemen. B. Kennedy y A.M. Neville, Basic Stastitcal Methods for Engineers and Scientists, 3ª ed., Harper and Row, Nueva York y Londres. 1986.

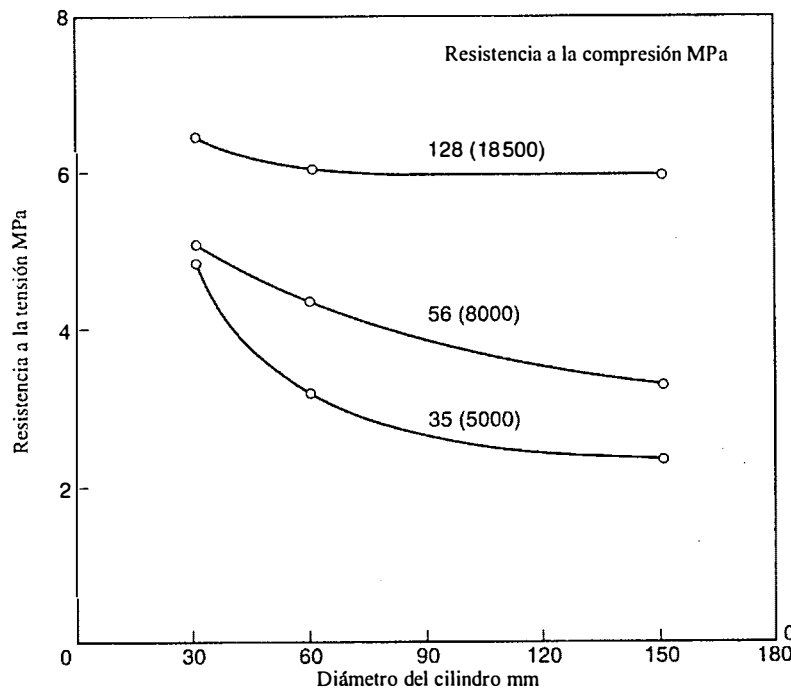


Figura 12.15 Resistencia a la tensión directa de cilindros de concreto probados por Rossi y otros.^{12.97} graficada como una función del diámetro del cilindro.

do y de la diferencia de resistencia entre las partículas del agregado y el mortero circundante. Esta diferencia es pequeña en concreto de muy alta resistencia y también en concreto de agregado de peso ligero.^{12.97}

Pruebas de tensión indirecta en cilindros de un diámetro de 15 por 30 cm de altura y en cilindros de 10 cm de diámetro por 20 cm de altura han dado una relación promedio^{12.131} de la resistencia de los primeros respecto a la de los últimos de 0.87; la resistencia a tensión indirecta promedio de los cilindros más grandes fue 2.9 MPa. La desviación estándar para los cilindros más grandes fue 0.18 MPa y, para los más pequeños, 0.27 MPa. Los coeficientes de variación fueron, respectivamente, 6.2 y 8.2 por ciento. Es valioso observar que el coeficiente de variación de la resistencia a la tensión indirecta de cilindros de 15 por 30 cm tuvieron aproximadamente el mismo valor que el coeficiente de variación del módulo de ruptura determinado en vigas con una sección transversal de 15 por 15 cm hechas del mismo concreto.^{12.131}

La influencia del tamaño del cilindro sobre la resistencia de tensión indirecta fue confirmada por Bazant y otros^{12.94} sobre la base de sus propias pruebas en discos de mortero y también sobre la base de pruebas en cilindros de concreto ejecutadas por Hasegawa y otros. En ambas de estas series de pruebas, el efecto del tamaño desaparece en especíme-

nes de gran tamaño; este tema se analiza en la siguiente sección.

También se han hallado briquetas de cemento que muestran el efecto de tamaño cuando se prueban en tensión indirecta.^{12.93} Lo mismo se aplica en el caso de la prueba de anillo.^{12.64}

Efectos del tamaño en pruebas de resistencia a la compresión

Consideremos ahora los efectos del tamaño en especímenes de resistencia a la compresión. La figura 12.17 muestra la relación entre la resistencia media y el tamaño del espécimen para cubos, y la tabla 12.2 da los valores pertinentes para desviación estándar.^{12.18} Prismas^{12.36,12.37} y cilindros^{12.38} exhiben un comportamiento similar (figura 12.18). Por supuesto, los efectos del tamaño no se limitan al concreto, y también se han hallado en la anhidrita^{12.39} y en otros materiales.

Es interesante notar que el efecto del tamaño desaparece más allá de un cierto tamaño, de manera que un incremento adicional en el tamaño de un miembro no conduce a una disminución de resistencia, tanto a la compresión^{12.38} como a la tensión indirecta.^{12.94} De acuerdo con el U.S. Bu-

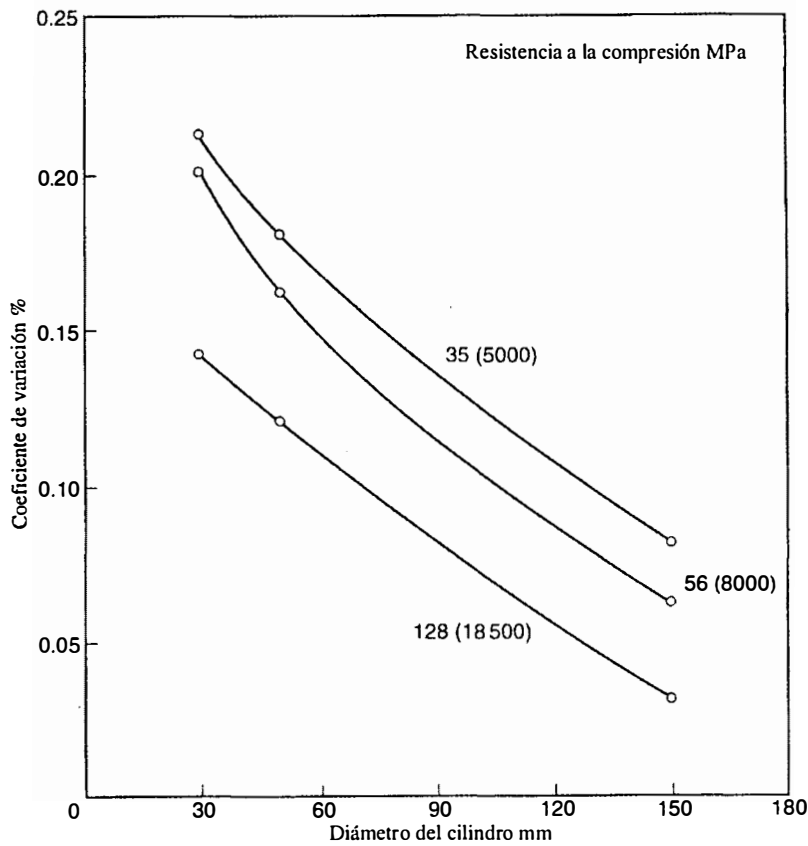


Figura 12.16 Coeficiente de variación de resistencia a la tensión directa de cilindros probados por Rossi y otros.^{12.97} graficado como una función del diámetro del cilindro.

reau of Reclamation,^{12.77} la curva de resistencia se vuelve paralela al eje del tamaño a un diámetro de 45.7 cm es decir, cilindros de un diámetro de 45.7 cm, 61 cm, y 91.4 cm, tienen todos la misma resistencia. La misma investigación indica que la disminución de la resistencia con un incremento en el tamaño del espécimen es menos pronunciada en mezclas pobres que mezclas más ricas. Por ejemplo, la resistencia de cilindros de 45.7 cm y 61 cm relativa a cilindros de 15.2 cm es 85 por ciento para mezclas ricas pero 93 por ciento para mezclas pobres (167 kg/m^3) (compárese con la figura 12.18).

Estos datos experimentales son importantes para refutar la especulación de que, si el efecto del tamaño se extrapola a estructuras muy grandes, puede esperarse una resistencia peligrosamente baja. Evidentemente, esto no es así, porque la falla local no es equivalente al colapso.

Los diversos resultados de prueba sobre el efecto del tamaño son de interés porque los efectos de tamaño han sido atribuidos a una variedad de causas: el efecto pared; la relación entre el tamaño del espécimen y el tamaño máximo del agregado; los esfuerzos internos ocasionados por la diferencia de temperatura y humedad entre la superficie y el inte-

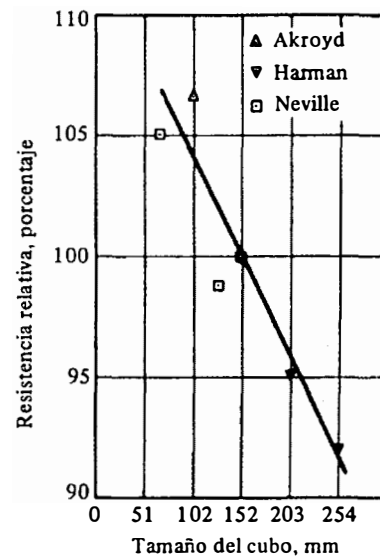


Figura 12.17 Resistencia a la compresión de cubos de diferentes tamaños.^{12.35}

Tabla 12.2 Desviación estándar para cubos de diferentes tamaños ^{12.18}

Grupo	Desviación normal para cubos de tamaño:		
	70.6 mm	127 mm	152 mm
	MPa	MPa	MPa
A	2.75	2.09	1.39
B	1.50	1.12	0.97
C	1.45	1.03	0.97
D	1.74	1.36	1.05

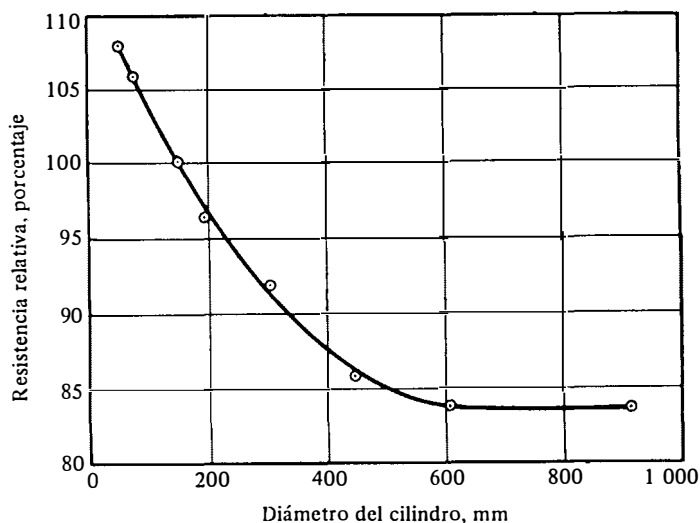
rior del espécimen; el esfuerzo tangencial en la superficie de contacto entre la platina de la máquina de pruebas y el espécimen a causa de fricción o flexión de la platina; y la diferencia en la eficacia del curado. Por ejemplo, la última sugerencia, es refutada por los resultados de Gonnerman ^{12.40} (figura 12.19), los que demuestran que los especímenes de diferente tamaño y forma ganan resistencia a la misma rapidez. Con relación a esto, Day y Haque ^{12.90} demostraron que la relación entre la resistencia de cilindros de 15 por 30 cm y 7.5 por 15 cm no es afectada por el método de curado.

Dentro de la serie de tamaños de especímenes utilizados normalmente, el efecto del tamaño sobre la resistencia no es grande, pero es significativo y no se deberá ignorar en el trabajo de alta precisión o en investigación. El análisis de numerosos datos de prueba ^{12.65} ha sugerido una relación general entre la resistencia a la compresión del concreto y la forma y tamaño del espécimen en términos de $V/hd + h/d$, donde V = volumen del espécimen, h = su altura, y d = su menor dimensión lateral. La figura 12.20 indica la adaptación de los datos experimentales con respecto a la relación

postulada. Se ha confirmado la validez de la forma de la relación en concreto de alta resistencia. ^{12.148}

Se halló que la resistencia en tensión directa es proporcional a V^n , donde n varía entre -0.02 y -0.04, lo que depende del tamaño del agregado. ^{12.91} Así, si los cilindros de 15 cm de diámetro tienen una resistencia de 1.0, los cilindros de 5 cm tendrían una resistencia de 1.05 a 1.08, y los cilindros de 20 cm, de 0.97 a 0.99. Se encontró que los prismas tienen un comportamiento similar. También se halló que el coeficiente de variación disminuye a medida que se incrementa el tamaño del espécimen. ^{12.91} en varias pruebas de tensión, Torrent ^{12.92} confirmó que el volumen del concreto "altamente esforzado" influye directamente en la resistencia del concreto; esta descripción se utilizó para denotar el concreto sometido a esfuerzo de aproximadamente 95 por ciento del esfuerzo máximo. La expresión de Torrent incluyó el término V^n , pero en sus pruebas, n pareció ser independiente del tipo de agregado o de la relación agua/cemento.

Figura 12.18 Resistencia a la compresión de cilindros de diferentes tamaños. ^{12.38}



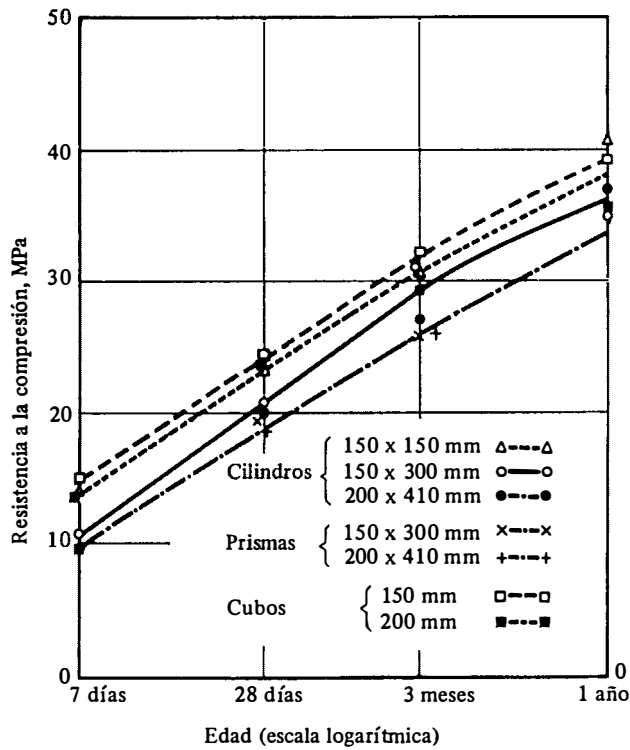


Figura 12.19 Efecto de la edad en la resistencia a la compresión de especímenes de diferente forma y tamaño. ^{12.40} (mezcla 1:5 por volumen)

En esta sección el análisis muestra que, dentro del rango de tamaños normales de especímenes, la influencia del tamaño sobre de la resistencia promedio no es grande para la mayor parte de los propósitos prácticos. Sin embargo, a causa de la mayor dispersión de resultados obtenidos con los especímenes más pequeños, ellos se han de utilizar en un mayor número para dar la misma precisión de la media: se

requerirían de cinco a seis cubos de concreto de 10 cm en lugar de tres cubos de 15 cm ^{12.42} ó cinco cubos de mortero de 1.3 cm en lugar de dos cubos de 10 cm. ^{12.43}

Si se utilizan los grupos comunes de tres cilindros de resistencia a la compresión, entonces, al cambiar de cilindros de 15 por 30 cm a cilindros de 7.5 por 15 cm, el coeficiente de variación de la resistencia a 28 días subiría típicamente de

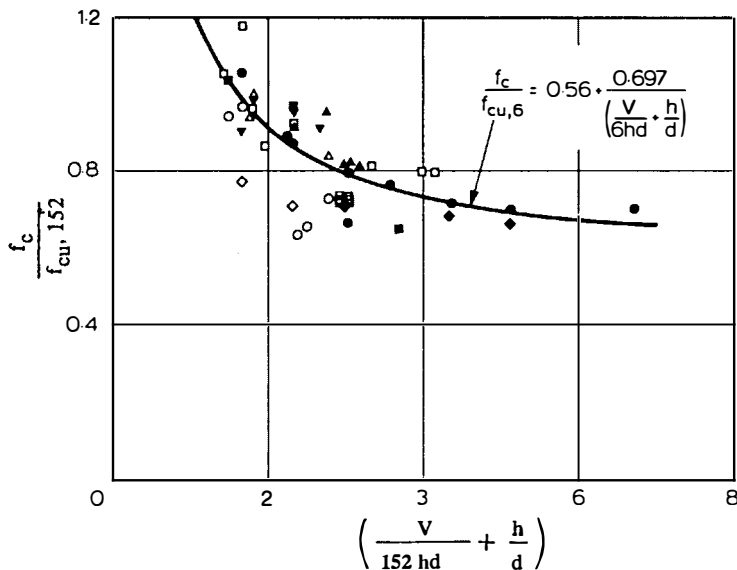


Figura 12.20 Relación general entre la relación de resistencia de especímenes de concreto f_c con respecto a la resistencia de cubo de 15 cm $f_{cu,152}$ y $V/6hd$, donde V es el volumen del espécimen, h su altura y d su menor dimensión lateral (todas las dimensiones en pulgadas; en milímetros $f_{cu,6}$ podría volverse $f_{cu,152}$ y en el lado derecho, 6 podría reemplazarse por 152).

3.7 a 8.5 por ciento.^{12.88} Tal incremento en la variabilidad es una seria desventaja para el empleo de los especímenes de prueba más pequeños.

Tamaño del espécimen y tamaño del agregado

Si el tamaño máximo del agregado es grande en relación con el tamaño del molde, la compactación del concreto y la uniformidad de distribución de las partículas grandes del agregado resultan afectadas. Esto se conoce como *efecto pared*, porque la pared influye en el empaquetado del concreto: la cantidad de mortero requerida para llenar el espacio entre las partículas del agregado grueso y la pared es más grande que el necesario en el interior de la masa, y, por lo tanto, más grande que la cantidad de mortero disponible en una mezcla bien proporcionada (figura 12.21). En pruebas sobre concreto hechas con agregado de 19.05 mm (3/4 pulg), se ha hallado que cubos de 10.16 cm requieren para la compactación total un incremento en el contenido de arena igual a 10 por ciento de la masa total del agregado, en comparación con una mezcla utilizada en una sección infinitamente grande.^{12.44} Para compensar esta deficiencia de material fino durante la elaboración real de los especímenes, sería necesario añadir mortero proveniente del resto de la mezcla.

El efecto pared es más pronunciado cuanto mayor es la relación superficie/volumen del espécimen, y, por lo tanto, es menor en especímenes de prueba a flexión que en cubos o en cilindros.

Para minimizar el efecto pared, varias normas especifican el tamaño mínimo del espécimen de prueba en relación con el tamaño máximo del agregado. Las normas británicas BS 1881: Parte 108: 1985 y BS 1881: Parte 110: 1983, respectivamente, permiten el empleo de cubos de 10 cm y de cilin-

dros de 10 por 20 cm con agregados cuyo tamaño máximo es hasta de 20 mm; cubos de 15 cm y cilindros de 15 por 30 cm pueden ser utilizados con agregado hasta un tamaño de 40 mm. El requisito de la norma ASTM C192-90a es que el diámetro del cilindro de prueba o la dimensión mínima de un prisma sea al menos tres veces el tamaño nominal máximo del agregado.

Cuando el tamaño del agregado excede del valor permisible para el molde utilizado, algunas veces se recurre a cribar bien el agregado de gran tamaño. A esta operación se le llama *cribado húmedo*. El cribado debe hacerse rápidamente a fin de evitar el secado, y el material cribado deberá remezclarse a mano. Aunque puede esperarse que la relación agregado/cemento del concreto cribado permanezca sin alteración, tanto el contenido de cemento como el contenido de agua aumentan, y generalmente se ha observado un incremento en la resistencia. Por ejemplo, se ha observado que el cribado total de partículas más grandes que 19.05 mm (3/4 pulg.) de una mezcla con un tamaño máximo original de 38.1 mm (1 1/2 pulg.) incrementa la resistencia a la compresión en 7 por ciento, y la resistencia a la flexión en 15 por ciento.^{12.45} En otro proyecto, el cribado de la fracción de 38.1 a 152.4 mm (1 1/2 a 6 pulg.) ha dado por resultado un incremento en la resistencia a la compresión de 17 al 29 por ciento.^{12.7} Con concreto con aire incluido, el cribado húmedo produce alguna pérdida de aire, y esto causa un incremento en la resistencia.

Estos datos reflejan no solamente el efecto del cambio en la composición de la mezcla sino también la influencia del tamaño máximo del agregado *por sí mismo* (véase página 119).

Los datos limitados respecto al efecto del cribado húmedo sobre la resistencia del concreto en tensión directa^{12.87} no permiten una conclusión generalizada.

Corazones de prueba

El propósito fundamental de medir la resistencia de los especímenes de prueba de concreto es estimar la resistencia del concreto en la estructura real. El énfasis está en la palabra "estimar", y realmente no es posible obtener más que una indicación de la resistencia del concreto en una estructura puesto que la misma depende, *entre otras cosas*, de lo adecuado de la compactación y del curado. Como se mostró antes en este capítulo, la resistencia de un espécimen de prueba depende de su forma, proporciones y tamaño, de modo que un resultado de prueba no da el valor de la resistencia *intrínseca* del concreto. No obstante, si de dos conjuntos de especímenes similares hechos a partir de dos concretos, un conjunto es más resistente (en un nivel esta-

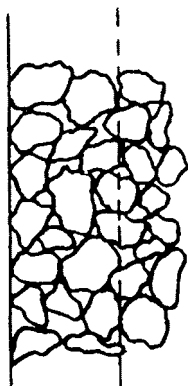


Figura 12.21 "Efecto pared".

dísticamente significativo), es razonable concluir que el concreto representado por estos especímenes es más resistente, también. Existen ahora algunos métodos para determinar la resistencia del concreto *in situ*, pero deben recordarse las limitaciones sobre la interpretación de los resultados de prueba.

Si se halla que la resistencia de los especímenes de prueba a compresión axial está abajo del valor especificado, entonces, o bien el concreto de la estructura real tiene también una muy baja resistencia, o bien los especímenes no son verdaderamente representativos del concreto de la estructura. Con frecuencia se propone esta última sugerencia en las discusiones sobre la aceptación, o de otra manera, de una parte dudosa de la estructura: los especímenes de prueba pudieron haber sido alterados mientras fraguaban, pudieron haber sido expuestos a congelación antes de que se endurecieran suficientemente o haber sido curados inapropiadamente, o simplemente, los resultados de la prueba de compresión son dudosos.

Con frecuencia la disputa se resuelve mediante la prueba de un corazón de concreto tomado de un miembro de cuya resistencia se duda. Si la prueba pretende determinar la *resistencia potencial* de la mezcla de concreto utilizada, se tienen que aplicar correcciones para las condiciones reales. Los corazones también se pueden cortar con el objeto de determinar la *resistencia real* del concreto de la estructura. La distinción entre los dos propósitos debe recordarse claramente cuando se están evaluando los resultados de la prueba. La selección de la localización de los corazones también depende del propósito de la prueba. Ésta puede ser: para estimar la resistencia de una parte crítica de una estructura, o de una parte de la que se sospecha que ha sido dañada, por ejemplo, por congelación; o alternativamente, para estimar un valor representativo para la estructura entera, en cuyo caso es apropiada una selección al azar de las localizaciones.

Los corazones también pueden utilizarse para descubrir segregación por acumulación de agregado o para verificar la adherencia en las juntas de construcción o para verificar el espesor del pavimento.

Los corazones se cortan por medio de una herramienta giratoria de corte con broca de diamante. De esta manera, se obtiene un espécimen cilíndrico, que contiene algunas veces fragmentos empotrados de acero de refuerzo, y que tiene normalmente superficies terminales que están lejos de ser planas y a escuadra. El corazón deberá ser remojado en agua, recubierto y probado a compresión en una condición de humedad de acuerdo con la norma BS 1881: Parte 120: 1983 o la norma ASTM C 42-90, pero el ACI 318-89 (Revisado en 1992) ^{12.124} especifica una condición de humedad

que corresponde al medio ambiente de servicio. Pruebas japonesas ^{12.116} indican que las pruebas en estado seco producen valores típicos que son aproximadamente 10 por ciento más altos que cuando los corazones se prueban húmedos.

La influencia de la relación altura/diámetro del cilindro en la resistencia registrada se consideró en la página 412. Si la resistencia de los corazones se va a relacionar con la resistencia de cilindros normales (relación altura/diámetro de 2) entonces, en el corazón, esta relación debería estar cercana a 2. Cuando los cubos son el espécimen normal de prueba, hay alguna ventaja en el empleo de corazones con una relación altura/diámetro de 1 porque los cilindros con esta relación tienen casi la misma resistencia que los cubos. Para valores de la relación entre 1 y 2, tiene que aplicarse un factor de corrección. Meininger y otros ^{12.83} hallaron que el factor es el mismo para corazones probados secos y húmedos, pero menor que el especificado por la norma ASTM C 42-90 (véasea tabla 12.1).

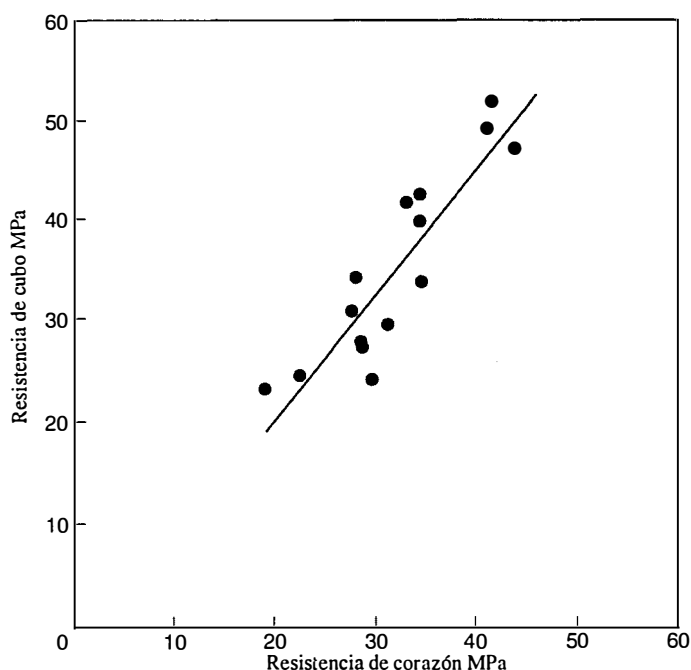
Los corazones con relaciones de altura/diámetro menores de 1 dan resultados inseguros, y la norma BS 6089:1981 prescribe un valor mínimo de 0.95 antes del cabeceo pero, de acuerdo con la norma BS 1881: Parte 120: 1983, el espesor del cabeceo no debe exceder de 10 mm en ningún punto. Debe observarse esta limitación aunque, en la práctica, la longitud del corazón puede ser regida por el espesor del concreto. Es posible pegar los corazones que son muy cortos. ^{12.96}

Uso de corazones pequeños

Tanto las normas británicas como las de ASTM especifican un diámetro mínimo de corazón de 100 mm, con el requisito de que el diámetro sea al menos tres veces el tamaño máximo del agregado; sin embargo, la norma ASTM C 42-90 permite, como un mínimo absoluto, que la relación de los dos tamaños sea 2.

No obstante, existen circunstancias en las que solamente pueden extraerse corazones muy pequeños, ya sea por causa del riesgo de daño estructural o por causa de la congestión del acero de refuerzo o por valores estéticos. En dichos casos, algunas normas permiten el empleo de corazones de 50 mm de diámetro. Estos pequeños corazones pueden violar el requerimiento de una relación mínima del diámetro del corazón con respecto al tamaño del agregado, y la operación de extracción puede afectar la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento endurecido circundante. ^{12.98} Existen pruebas ^{12.127} que han mostrado que, cuando el tamaño máximo del agregado es 20 mm (3/4 de pulg.), los corazones de 5 cm tienen una resistencia aproximada de 10

Figura 12.22 Relación entre la resistencia de 28 x 28 mm y la resistencia de cubos de 150 mm; tamaño máximo del agregado 25 y 30 mm.^{12.78}



por ciento menos que los corazones de 100 mm; otras pruebas^{12.110} en concretos con resistencias de cubos de 28 días entre 20 y 60 MPa indican que la diferencia está entre 3 y 6 por ciento. En pruebas de laboratorio sobre concreto con un tamaño máximo de agregado de 30 y 25 mm (1 1/8 y 1 pulg.)^{12.78} (véase la figura 12.22), se obtuvo una buena correlación entre la resistencia de corazones con un diámetro de 28 mm y la resistencia del cubo.

Sobre todo, en vista de los numerosos factores que influyen sobre la resistencia de los corazones, en comparación con la uniformidad relativa de colado de especímenes estándar de prueba a compresión, no se considera que es importante el efecto del tamaño del corazón.

Sin embargo, los corazones pequeños tienen una mayor variabilidad que los corazones de tamaño normal; los valores típicos^{12.100} del coeficiente de variación son 7 a 10 por ciento para corazones de 50 mm, y 3 a 6 por ciento para corazones de 15 cm. De ello se deriva que, para una precisión dada de la estimación de resistencia, el número requerido de corazones de 5 cm es probablemente tres veces más grande que el número que se juzga adecuado para corazones de 10 cm o de 15 cm.

Igualmente, cuando el diámetro del corazón no es menor de tres veces el tamaño máximo del agregado, tiene que probarse un número mayor de corazones.

Factores que influyen en la resistencia de los corazones

Generalmente, la resistencia de los corazones es menor que la de los cilindros normales, en parte como una consecuencia de la operación de extracción y en parte porque el curado en el sitio casi invariablemente es inferior al curado prescrito para los especímenes normales de prueba. Por muy cuidadosa que sea la perforación, existe un alto riesgo de daño ligero. El efecto parece ser más grande en concreto más resistente, y Malhotra^{12.99} sugiere que la reducción de resistencia puede ser tan alta como 15 por ciento para concreto de 40 MPa. La Concrete Society^{12.100} considera razonable una reducción de 5 a 7 por ciento.

Se tiene, sin embargo, una dificultad en separar bien el efecto de extracción porque la historia del curado en corazones es forzosamente diferente de la historia del curado en especímenes de prueba. La dificultad es agravada por el hecho de que la historia exacta del curado de una estructura es normalmente difícil de determinar de manera que el efecto del curado sobre la resistencia de los corazones es incierto. Para estructuras curadas de acuerdo con la práctica recomendada, Petersons^{12.67} halló que la relación de la resistencia del corazón con respecto a la resistencia del cilindro normal (de la misma edad) siempre es menor de 1, y disminuye con un incremento en el nivel de resistencia del concreto. Los valores aproximados de esta relación son:

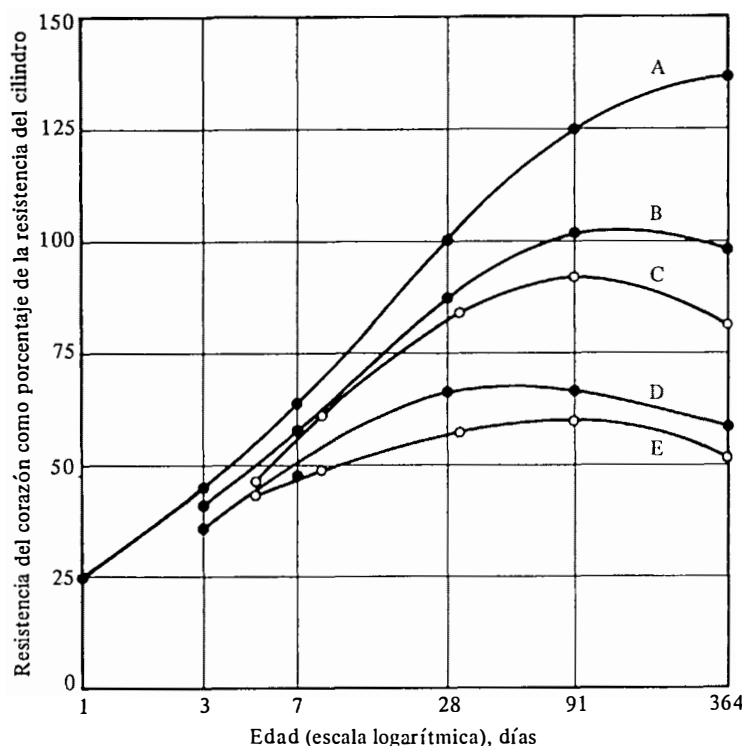


Figura 12.23 Desarrollo de resistencia de corazones de concreto con el tiempo hechos con cemento tipo I expresado como un porcentaje de resistencia a 28 días de un cilindro normal 38 MPa: (A) cilindro normal; (B) losa bien curada, corazón probado seco; (C) losa bien curada, corazón probado húmedo; (D) losa curada pobremente, corazón probado seco; (E) Losa curada pobremente, corazón probado húmedo.^{12.101}

justamente abajo de 1 cuando la resistencia del cilindro es 20 MPa, y 0.7 cuando es 60 MPa.

Ya que con frecuencia los corazones se toman después de haber sido probados los cilindros de prueba de 28 días, pueden no estar disponibles los cilindros de una edad comparable con la edad de los corazones, pero algunas veces se ha argumentado que los corazones extraídos de un concreto con varios meses de edad deberán tener una resistencia mayor que la de 28 días. Éste no parece ser el caso en la práctica (véase las figuras 12.23 y 12.24), y existe evidencia de que el concreto *in situ* con frecuencia gana poca resistencia después de 28 días.^{12.102, 12.103} Pruebas en concreto de alta resistencia^{12.112} muestran que, aunque la resistencia de los corazones aumenta con la edad, la resistencia del corazón, incluso hasta de 1 año de edad, se mantiene más baja que la resistencia de los cilindros normales de 28 días; esto se muestra en la tabla 12.3.

Estos resultados concuerdan con la opinión de Petersons,^{12.104} de que, para condiciones promedio, el aumento en resistencia sobre la de 28 días es 10 por ciento a los tres meses, y 15 por ciento a la edad de seis meses. Por lo tanto, no es fácil tratar el efecto de la edad pero, en ausencia de un curado húmedo definitivo, no deberá esperarse ningún aumento de resistencia con la edad y no deberá utilizarse nin-

guna corrección de la edad en la interpretación de la resistencia de corazones.^{12.100}

La localización en la estructura de la cual se ha tomado el corazón puede afectar la resistencia de éste. Si se ha tomado el corazón de concreto en tensión, la resistencia del corazón puede ser baja a causa de la presencia de grietas:^{12.114} así, puede obtenerse una falsa imagen de la resistencia del concreto de la estructura.

También puede ser importante la posición del corazón con respecto a la altura de la elevación. Normalmente, los corazones tienen la resistencia más baja cerca de la superficie superior de la estructura, ya sea una columna, un muro, una viga o incluso una losa. Con un aumento en la profundidad con respecto a la superficie superior, aumenta la resistencia de los corazones,^{12.67} pero a profundidades mayores de aproximadamente 30 cm no hay ningún incremento adicional. La diferencia puede ser tan alta como 10 o incluso 20 por ciento. En el caso de las losas, el curado débil aumenta esta diferencia. Las resistencias de compresión y de tensión son afectadas en el mismo grado.^{12.105} Sin embargo, este patrón de resistencia no es universal; algunas pruebas indican que no hay ninguna variación significativa en resistencia de corazones con la altura.^{12.112} Es probable que la variación de resistencia con la altura sea consecuencia de

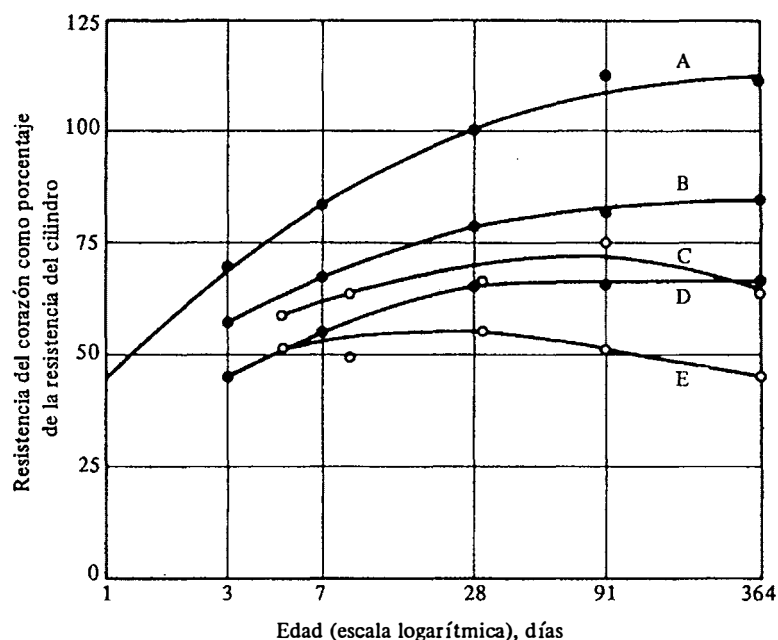


Figura 12.24 Desarrollo de resistencia de corazones de concreto con el tiempo, hechos con cemento tipo III expresado como un porcentaje de resistencia a 28 días de un cilindro normal 38 MPa: (A) cilindro normal; (B) losa bien curada, corazón probado seco; (C) losa bien curada, corazón probado húmedo; (D) losa curada pobremente, corazón probado seco; (E) losa curada pobremente, corazón probado húmedo.^{12.101}

agua de sangrado atrapada, junto con una variación de compactación: cuando estos factores están ausentes, no hay ninguna variación de resistencia con la altura.

La presencia de agua de sangrado atrapada también puede ser responsable, en parte, de la influencia reportada de la orientación del corazón (vertical u horizontal) sobre su resistencia. Se halló en los corazones extraídos horizontalmente una resistencia, comúnmente, 8 por ciento menor.^{12.106} Este efecto es similar al efecto de agua de sangrado sobre de la resistencia de los cubos (véase la página. 410).

Las expresiones de conversión de la norma BS 1881: Parte 120: 1983 distinguen entre los corazones perforados horizontalmente y los perforados verticalmente, siendo 0.92 la relación de la resistencia de los primeros con respecto a la de los segundos. Sin embargo, si no hay agua de sangrado atrapada en el concreto, puede no ser válida la corrección para los corazones perforados horizontalmente. También es posible que las dificultades en la perforación horizontal contribuyan a la menor resistencia de dichos corazones.

La norma británica BS 1881: Parte 120:1983 también proporciona factores de corrección los cuales se encargan del efecto de debilitamiento del acero de refuerzo transversal en el corazón. Aunque podría esperarse algún efecto del acero empotrado sobre la resistencia, la información sobre esto es contradictoria. Reseñas hechas por Malhotra^{12.99} y por Loo y otros^{12.132} informan de algunas pruebas que no

muestran ninguna reducción de resistencia, y de otras donde la reducción varió entre 8 y 18 por ciento; la reducción parece ser mayor cuando la relación de altura/diámetro del corazón es 2, que a valores menores de esta relación.^{12.132} La Concrete Society^{12.100} también informa de una reducción de resistencia como una función de la posición del acero: el efecto es tanto más grande cuanto más lejos esté el acero del extremo del corazón.

Las pruebas de Loo y otros^{12.132} confirmaron que el acero de refuerzo transversal reduce la resistencia de los corazones con una relación altura/diámetro de 2, pero el efecto disminuye con valores bajos de la relación altura diámetro; a una relación altura/diámetro de 1, el acero no tiene ningún efecto sobre de la resistencia medida, sin tomar en cuenta la posición del acero en el corazón. Este efecto está vinculado con la distribución de esfuerzo en cilindros con diversos valores de la relación de altura/diámetro (véase página 413). Cuando esta relación es 1, o en un cubo, no hay ningún esfuerzo lateral de tensión en el espécimen, y el acero es muy capaz de resistir compresión vertical.

En vista de los diversos factores involucrados y de los datos incompatibles, no puede aceptarse ningún factor seguro que permita la presencia de acero transversal. La mejor solución, si es posible, es tomar corazones de una localización tal que no contengan ningún acero de refuerzo, no sólo porque ello complica la valoración de resistencia, sino principalmente, porque cortar el acero de refuerzo puede tener

Tabla 12.3 Desarrollo de la resistencia de corazones* con la edad (basado en la ref. 12.112).

Edad, días	Resistencia MPa		Resistencia del corazón como una proporción de la resistencia de cilindros normales de 28 días
	Cilindros normales	Corazones	
7	66.0	57.9	0.72
28	80.4	58.5	0.73
56	86.0	61.2	0.76
180	97.9	70.6	0.88
365	101.3	75.4	0.94

* Corazones tomados de columnas curadas utilizando un sellador compuesto.

consecuencias estructurales altamente indeseables. En cualquier caso, la presencia de acero paralelo al eje del corazón es inaceptable.

Relación de la resistencia del corazón con respecto a la resistencia en la obra

Habrá que hacer incapié en que las resistencias del corazón, cuando se convierten a resistencias de cilindros de tamaño normal o a resistencia de cubos, representan, en el mejor de los casos, la resistencia del concreto en la obra. No deben ser comparadas con la resistencia de los especímenes normales de prueba, la cual es la resistencia potencial del concreto dado (véase página 405). En realidad, a partir de la revisión anterior de los diversos factores que influyen en la resistencia de los corazones, es evidente que no es fácil *interpretar* la resistencia de los corazones en relación con una resistencia especificada de 28 días. Varios informes^{12.99, 12.103} sugieren que, incluso en excelentes condiciones de colocación y curado, es improbable que la resistencia de los corazones exceda de 70 u 85 por ciento de la resistencia de los especímenes normales de prueba. Esta opinión es apoyada por el ACI 318-89 (Revisado en

1992)^{12.124} que considera que el concreto de la parte representada por una prueba de corazón es adecuado si la resistencia promedio de tres corazones es al menos igual a 85 por ciento de la resistencia especificada y si ningún corazón individual posee una resistencia menor de 75 por ciento del valor especificado; no se hace ninguna consideración de la edad. Deberá notarse que, de acuerdo con el ACI 318-89 (Revisado en 1992), los corazones son probados en estado seco si la estructura está seca en servicio, lo que deberá conducir a una mayor resistencia que al ser probada con las normas británicas o de la ASTM (véase la página 418). Así, los requerimientos dados arriba son bastante liberales.

Es útil notar que la "tolerancia del 85 por ciento" también se aplica al concreto lanzado de acuerdo con el ACI 506.2-90.^{12.133} Sin embargo, puesto que el concreto lanzado es aceptado sobre la base de la resistencia del corazón, y no de especímenes moldeados, no hay razón lógica para esta "tolerancia".^{12.111}

En algunos casos, los especímenes de viga pueden ser aserrados en pavimentos de carreteras o de aeropistas, utilizando una sierra de diamante o de carburo de silicio. Tales especímenes son probados en flexión de acuerdo con la norma ASTM C 42-90 pero, al menos cuando se emplea

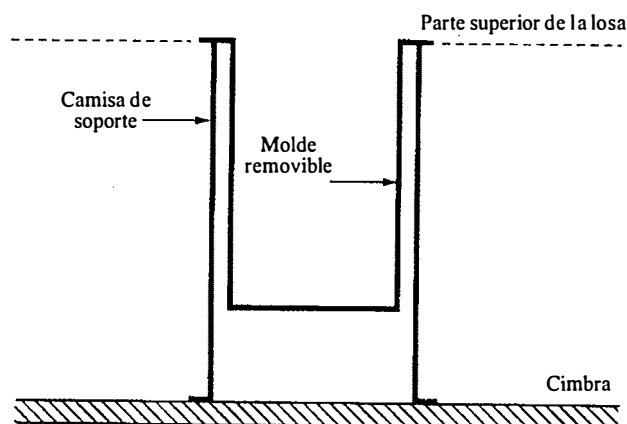


Figura 12.25 Representación diagramática de un molde para un cilindro colado en el lugar.

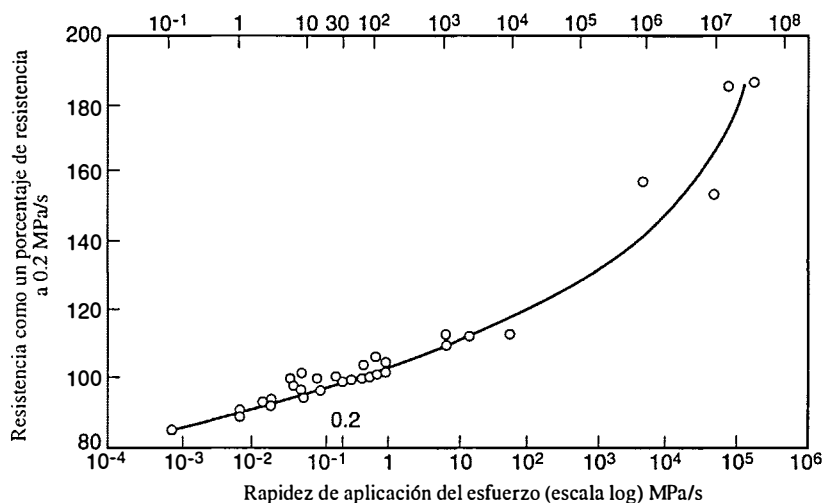
agregado silíceo, los especímenes aserrados dan resistencias apreciablemente menores que las de vigas comparables moldeadas.^{12,23} El corte de vigas no es muy utilizado y los medios de obviar su empleo se analizaron en la página 597.

Prueba del cilindro colado en el lugar

Se ha subrayado repetidamente que los especímenes normales de prueba a compresión dan una medida de la resistencia potencial del concreto, y no de la resistencia del concreto en la estructura. El conocimiento de lo último no puede obtenerse directamente de pruebas en especímenes hechos separadamente. Y aún, algunas veces es necesario valorar la resistencia del concreto en la estructura real, por ejemplo, con el objeto de decidir sobre el momento de descimbrar, la aplicación del presfuerzo, o someter la estructura a carga. También se puede querer valorar la efectividad del curado o de la protección contra la congelación.

Un medio de obtener la información necesaria es a través del empleo de especímenes de cilindros colados en el lugar, los cuales se hacen en moldes desprendibles. Estos moldes especiales son asegurados en soportes tubulares dentro de la cimbra de la estructura antes de colar el concreto, como se muestra en la figura 12.25. Este método de prueba está limitado a utilizarse en losas con una profundidad de 12.5 a 30 cm y está prescrito por la norma ASTM C 873-94. El molde se llena durante el colado del concreto en la cimbra de la losa. Así, las condiciones de curado y de temperatura del espécimen y de la losa son similares.^{12,122} No obstante, la compactación del concreto en el molde no es idéntica a la compactación del concreto en la estructura real. Consecuentemente, la norma ASTM C 873-94 ha informado que la resistencia de los cilindros colados en el lugar es aproximadamente 10 por ciento más alta que la resistencia de los corazones extraídos en la vecindad.

Figura 12.26 Influencia de la rapidez de aplicación de carga en la resistencia del concreto a la compresión.^{12,27}



El tema de la resistencia del concreto en estructuras es considerado brevemente en la página 436.

Influencia de la rapidez de aplicación de carga sobre la resistencia

En el rango de velocidades a las que puede aplicarse una carga al concreto, la rapidez de aplicación de carga tiene un efecto considerable sobre la resistencia aparente del concreto: cuanto menor es la rapidez a la cual aumenta el esfuerzo tanto menor es la resistencia registrada. Esto es probablemente causado por el aumento en la deformación con el tiempo debido a la fluencia y, cuando se alcanza el límite de deformación, ocurre la falla. Se ha observado que una carga a compresión por un período de 30 a 240 minutos causa falla del 84 al 88 por ciento de la resistencia última obtenida cuando la carga es aplicada a la rapidez de aproximadamente 0.2 MPa/s.^{12,27} El concreto puede soportar indefinidamente sólo esfuerzos hasta de aproximadamente 70 por ciento de la resistencia determinada bajo una carga aplicada a la rapidez de 0.2 MPa/s.^{12,28}

La figura 12.26 muestra que al aumentar la rapidez de aplicación de esfuerzo a compresión de 0.7 KPa/s a 70 GPa/s duplica la resistencia aparente del concreto. En estudios hechos por Raphael^{12,52} de pruebas sobre concreto utilizado en presas se sugiere que al incrementar la rapidez de aplicación de esfuerzo a compresión en tres órdenes de magnitud (lo cual puede ser el caso en un terremoto) aumenta la resistencia en aproximadamente 30 por ciento. Sin embargo, dentro del rango práctico de rapidez de carga en especímenes a compresión, que es entre 0.7 y 7 MPa/s, la resistencia medida varía solamente entre 97 y 103 por ciento de la resistencia a 0.2 MPa/s.

No obstante, para que los resultados de la prueba sean comparables, el esfuerzo tiene que ser aplicado a una rapidez

normalizada. La rapidez de carga de los especímenes de prueba a compresión está prescrita por la norma ASTM C 39-93a como 0.14 a 0.34 MPa/s, aunque puede aplicarse una rapidez mayor durante la primera mitad de la carga. La norma británica BS 1881: Parte 116:1983 prescribe una rapidez de 0.2 a 0.4 MPa/s, la cual tiene que mantenerse desde el principio hasta el final de la aplicación de la carga.

Los resultados de prueba de flexión son afectados por la velocidad de carga de forma similar que las pruebas a compresión. Se halló que al aumentar la rapidez de incremento de esfuerzo en la fibra inferior de la viga de prueba de 2 a 130 Pa/s, se incrementa el módulo de ruptura en aproximadamente 15 por ciento.^{12.20} El módulo de ruptura aumenta linealmente con el logaritmo de la rapidez de aplicación del esfuerzo, pero, a rapidez muy altas de aplicación de esfuerzo, parece haber una desviación de proporcionalidad: la rapidez de incremento en resistencia aumenta a una rapidez incluso más grande. Esto es similar al comportamiento en esfuerzo a compresión (figura 12.26). Se halló que a 170 MPa/s, el módulo de ruptura es de 40 a 60 por ciento más grande que a 27 KPa/s.^{12.27} La norma británica BS 1881: Parte 118:1983 prescribe una rapidez de incremento en la fibra extrema en flexión entre 20 y 100 kPa/s; ASTM C78-94 especifica una rapidez entre 15 y 20 Pa/s.

Puede ser pertinente mencionar que la capacidad de deformación en tensión, que es de interés en el control del agrietamiento en concreto masivo, depende de la rapidez de incremento en esfuerzo a tensión. Liu y McDonald^{12.89} hallaron que a baja rapidez de carga (0.17 MPa por semana) la capacidad de deformación es 1.1 a 2.1 mayor que cuando la rapidez de carga es 5 KPa/s. La magnitud de este incremento, que se debe probablemente a fluencia, depende de la resistencia a la flexión y del módulo de elasticidad del concreto: el incremento es mayor para resistencias mayores y para valores menores del módulo de elasticidad.^{12.89}

Dilger y otros,^{12.68} informaron sobre un incremento de la capacidad de deformación a compresión a rapidez menores de incremento de la deformación.

La influencia de la rapidez de deformación sobre la resistencia registrada es mayor para tensión directa, intermedia para flexión, y más baja para compresión^{12.54} (figura 12.27). Generalmente, el concreto más resistente exhibe la más baja sensibilidad respecto a la rapidez de deformación.

Prueba de curado acelerado

Normalmente, el concreto es colado en una estructura en etapas o colados, una sobre otra. Así, para cuando están disponibles los resultados de la prueba de 28 días, o incluso de la prueba de 7 días, puede sobreponerse una cantidad considerable de concreto a aquella representada por los especímenes de prueba en cuestión. Entonces ya es más bien tarde para tomar medidas de remedio si el concreto es demasiado débil; si es demasiado resistente; esto indica que la mezcla utilizada fue antieconómica. En realidad, el control de producción con una demora de 28 días no es razonable.

Es claro que sería de gran ventaja tener la capacidad de predecir la resistencia de 28 días no más allá de pocas horas después de colar el concreto. La resistencia del concreto a las 24 horas no es una guía confiable a este respecto, no sólo porque los diferentes cementos mezclados ganan resistencia a rapidez variables, sino también porque incluso pequeñas variaciones de temperatura durante las primeras horas después del colado tienen un efecto considerable sobre de la resistencia temprana. Es, por lo tanto, necesario que el concreto haya alcanzado una gran proporción de su resistencia potencial antes de probarse, y una prueba satisfactoria basada en curado acelerado fue desarrollada por King^{12.46} a mediados de los años cincuenta. Desde esa época, varios métodos de prueba con curado acelerado se han normalizado.

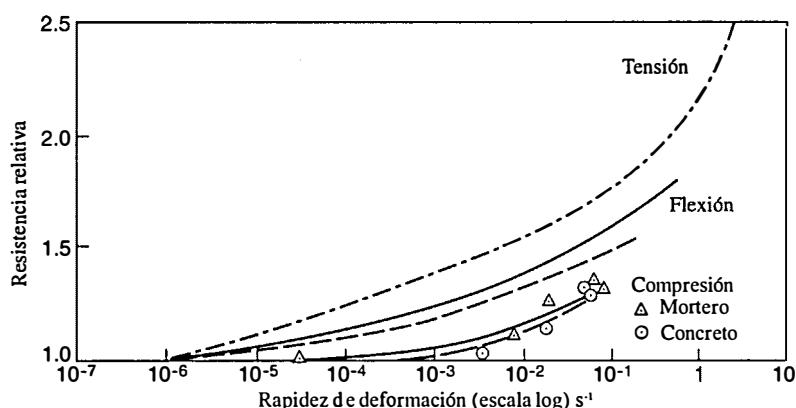


Figura 12.27 Influencia de la rapidez de deformación sobre la resistencia relativa (expresada como una proporción de la resistencia a la rapidez normal de deformación) en tensión, flexión y compresión (basado en la referencia 12.54 con el permiso del editor (ASCE)).

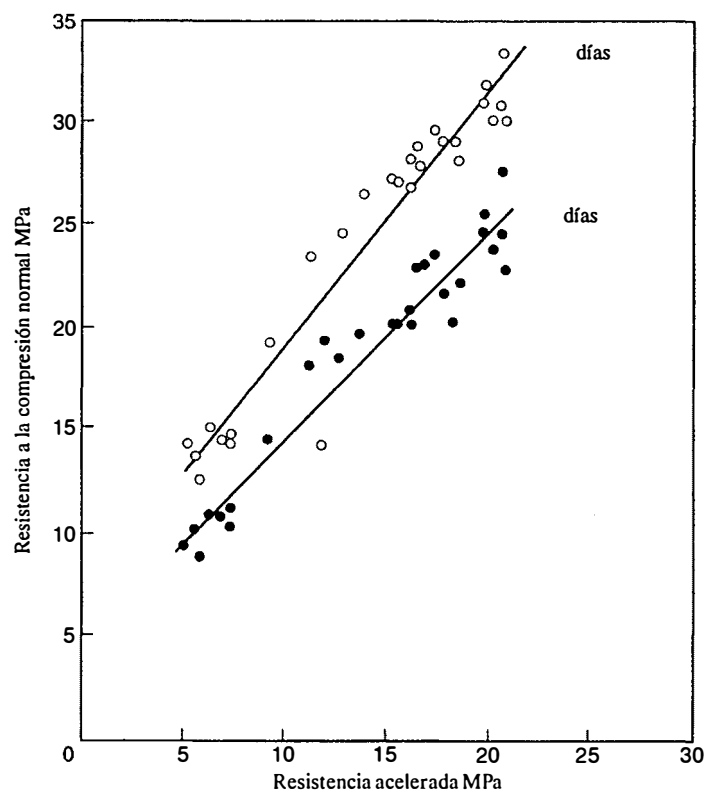
Tabla 12.4 Resumen de los procedimientos para curado acelerado prescritos por la norma ASTM C 684-89

Método de prueba	Curado medio	Temperatura de curado °C	Edad cuando comienza el curado acelerado	Duración del curado acelerado horas	Edad en la prueba (horas)
A: agua caliente	Agua "aislante"	35	Inmediatamente después del colado	23½	24
B: agua hirviendo	Calentamiento por agua	100	23 horas después del colado	3½	28½
C: autógena	Calentamiento por hidratación	Variable	Inmediatamente después del colado	48	49
D: alta temperatura y presión	Calentamiento externo y presión	149	Inmediatamente después del colado	5	5¼

Todos estos métodos se basan en acelerar el desarrollo de resistencia de los especímenes normales de prueba a compresión mediante una elevación de la temperatura del espécimen de concreto, sin permitir que éste pierda agua. Los detalles de las diversas pruebas se dan en las normas respectivas, pero una característica común es que, como en las pruebas de resistencia convencionales, la mayor parte de las operaciones de prueba ocurren en las horas hábiles de trabajo; esto es benéfico para proyectos de construcción donde el laboratorio del lugar no funciona las 24 horas del día.

La norma ASTM C 684-89 prescribe cuatro métodos de prueba utilizando curado acelerado: en la tabla 12.4 se da su descripción resumida. En el método A, la elevación de la temperatura se debe al calor de hidratación del cemento, siendo la función primaria del baño de agua conservar ese calor. En el método B, hay un ingreso adicional de calor proveniente del baño de agua hirviendo. En el método C, el curado ocurre en condiciones adiabáticas, siendo colocado el espécimen sellado (así como para prevenir pérdida de humedad) en un recipiente aislante. En el método D, se utiliza un recipiente con presión elevada hasta a 10.3 MPa a una temperatura de 149 °C. Así, en el método D, es necesario equipo especializado;^{12,130} también, el tamaño del cilin-

Figura 12.28 Relación entre la resistencia de curado acelerado de acuerdo con el Método B de la norma ASTM C684-89 y la resistencia de los cilindros normales de prueba a 7 y 28 días.^{12,145}



dro de prueba es limitado de manera que, si el tamaño máximo del agregado es mayor de 25 mm (1 pulg.), tiene que recurrirse al cribado húmedo.

Debe añadirse una palabra de precaución acerca del uso de agua hirviendo en los métodos B y D: hay riesgo de escaldadura y también de quemadura de ojos a partir de un escape repentino de vapor.

Hay tres métodos británicos, dados en BS 1881: Parte 112: 1983, todos los cuales utilizan baño de agua. Un método es similar al Método A de ASTM C 684-89, es decir, emplea baño de agua a 35°C. El segundo y tercer métodos utilizan baño de agua a 55 y 82 °C, respectivamente. En todos los casos, la resistencia se determina a la edad de hasta 24 horas. Los métodos americano y británico difieren con respecto a la temperatura del espécimen cuando se determina su resistencia.

Es interesante examinar los efectos de los procedimientos específicos de curado sobre los productos de hidratación del cemento. Es sabido que la temperatura influye en las características físicas de estos productos (véase la página 249) pero también hay un efecto químico en el caso del método de agua hirviendo: la cristalinidad de la etringita se degrada.^{12.118} Sin embargo, esto no afecta la utilidad del método de agua hirviendo.

El método de curado autógeno (Método C de ASTM C 684-89) no da por resultado una aceleración uniforme del desarrollo de resistencia porque la naturaleza del cemento utilizado controla la elevación de temperatura, y esto influye en la rapidez de hidratación ulterior. Además, la resistencia es afectada por la riqueza de la mezcla de una manera diferente de aquella con curado normal. No obstante, se ha obtenido una relación segura entre la resistencia acelerada y la resistencia de 28 días de curado normal, que se expresa así: resistencia de 28 días = resistencia acelerada más una constante.^{12.70}

En efecto, todos los métodos de prueba de curado acelerado dan una relación lineal entre la resistencia acelerada y la resistencia de especímenes de prueba normales a 28 días, pero cada método da una relación diferente. La figura 12.28 muestra un ejemplo de esta relación para el Método B de la norma ASTM C 684-89, utilizando una serie de mezclas que contienen ceniza volante de diferentes orígenes pero un solo cemento portland.^{12.145} En términos generales, la ecuación específica que relaciona con la resistencia de 28 días de especímenes normales con la resistencia de curado acelerado es diferente para cementos que tienen una composición diferente. Algunas pruebas^{12.108} han mostrado que el tamaño máximo del agregado (pero no su forma o su textura) también afecta la relación.

De acuerdo con la norma BS 1881: Parte 112:1983, el curado a 35° conduce a una mayor sensibilidad de la resistencia del curado acelerado con respecto a la variación en las proporciones de la mezcla. Por otro lado, pruebas hechas en mortero indican que el curado a 35°C tiene una alta capacidad de reproducirse.^{12.118}

Para establecer la relación entre las resistencias de curado acelerado y la resistencia de 28 días, con el propósito de predecir la última a partir de la primera, son necesarias pruebas sobre un rango de valores de resistencia; el ACI 214.1R-81 (reaprobado en 1986)^{12.21} especifica el empleo de al menos tres relaciones agua/cemento. El coeficiente de correlación de dicha ecuación generalmente es muy alto, de modo que el intervalo de confianza asociado de 95 por ciento es estrecho: se ha informado de un valor de menos de 3 MPa.^{12.120} Esto es así porque la prueba de curado acelerado no es más variable que la prueba normal de 28 días.^{12.119}

Los métodos de prueba de curado acelerado también pueden emplearse para la determinación de resistencias a la flexión y a la tensión indirecta.^{12.107}

Uso directo de la resistencia de curado acelerado

La referencia anterior respecto a la variabilidad de resultados de las pruebas de curado acelerado sugieren un uso *directo* y particularmente valioso de las pruebas de resistencia acelerada en el control de calidad de la producción del concreto: la temprana disponibilidad de los resultados de prueba hace posible ajustar bastante rápidamente las proporciones de la mezcla o hacer otros cambios en el proceso de producción.

Más aún, el hecho de no haber una relación única entre la resistencia de curado acelerado y la resistencia normal de 28 días da por sentado que el propósito de determinar la primera resistencia sería "predecir" la última. Se reconoce que éste fue el ímpetu original para desarrollar los métodos de prueba del curado acelerado, pero nada hay sacrosanto acerca de la resistencia de 28 días, especialmente cuando los especímenes han sido curados en condiciones ideales, muy alejadas de las condiciones normales de curado del concreto *in situ*. Más aún, la resistencia real del concreto en la estructura está influida por el grado de compactación, sangrado y segregación. Así, la resistencia de 28 días de los especímenes normales de prueba no es más representativa de la resistencia del concreto en la estructura real que la resistencia de los especímenes sometidos a curado acelerado.

Por lo tanto, es, altamente discutible que la resistencia de curado acelerado pueda, por derecho propio, utilizarse como una indicación de la resistencia potencial del concreto que fue entregado para su colocación en la estructura o, en realidad, como una medida de la resistencia potencial. Vale la pena citar a Smith y Chojnacki,^{12,69} quienes expresaron la opinión de que “un procedimiento adecuado de curado acelerado puede ofrecer una forma más conveniente y realista de averiguar si el concreto satisfará el propósito para el cual fue proyectado”. Esto fue escrito en 1963, y el reemplazo del uso rutinario de la prueba normal a compresión de 28 días por la prueba de resistencia de curado acelerado está muy retrasado. La última prueba es superior como prueba de control de calidad, además de una prueba de cumplimiento, porque el resultado está disponible no más allá de un día o dos de colocado el concreto.

La dificultad está en el apego de los ingenieros a la prueba tradicional. Para que ocurra un cambio, el “pensamiento” del diseño debería estar enteramente en valores de resistencia acelerada. Puesto que éstos son menores que los valores de resistencia de curado normal de 28 días, hay cierta renuencia en aceptar los nuevos “números”. Lo que no deberá hacerse es aceptar el concreto en la primera ocasión por la prueba acelerada y requerirlo también para satisfacer la prueba del cilindro de 28 días. Este es un requisito demasiado riguroso porque, para una variabilidad dada del concreto, la probabilidad de pasar dos pruebas es menor que la de pasar una cualquiera de ambas. Puesto que la prueba acelerada y la prueba de 28 días tienen aproximadamente la misma variabilidad, cualquiera de ellas sola es adecuada para establecer que el concreto se deriva de la población deseada (véase la página 445) y esa es la intención de la prueba de aceptación.

Pruebas no destructivas

Las pruebas descritas hasta ahora en este capítulo implican especímenes especialmente hechos los cuales, como tales, no dan necesariamente información directa acerca del concreto en la estructura real; sin embargo, esto es lo que im-

porta. Los especímenes de prueba curados en el campo, y asimismo los corazones, son de cierta ayuda en este respecto. Sin embargo, los primeros requieren planeación previa, y los últimos causan daño, aunque local, a la estructura.

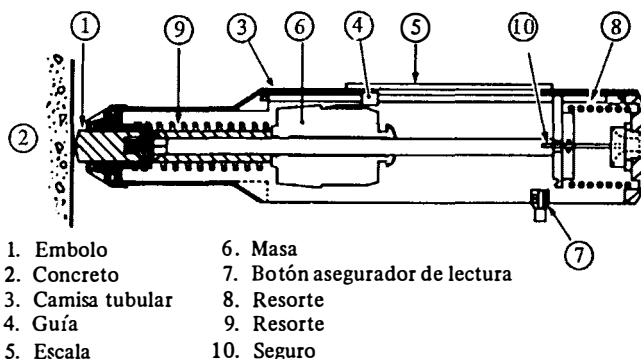
Para vencer estos problemas, se ha desarrollado una amplia gama de pruebas *in situ*, conocidas también como *pruebas en el lugar*. Éstas son llamadas tradicionalmente pruebas no destructivas, entendiéndose que pueden entrañar algún daño menor de la estructura, pese a lo cual su comportamiento o apariencia no deberá deteriorarse. Una característica importante de las pruebas no destructivas es que permiten volver a probar en la misma, o casi la misma localización para que los cambios con el tiempo se puedan revisar y regular.

El empleo de pruebas no destructivas conduce a mayor seguridad y permite mejor programación de la construcción, haciendo así posible su progreso de manera más rápida y más económica. En términos generales, estas pruebas pueden ser catalogadas dentro de las que valoran la resistencia del concreto *in situ*, y de aquellas que determinan otras características del concreto, tales como cavidades, defectos, grietas y deterioro.

Con respecto a la resistencia, deberá notarse que ésta sólo puede valorarse, y no medirse, porque las pruebas no destructivas son, en su mayor parte, comparativas en esencia. Así es útil establecer una relación experimental entre la propiedad que se esté midiendo por medio de una prueba dada y la resistencia de especímenes de prueba o corazones del concreto real; de ahí en adelante, esta relación se puede usar para “convertir” el resultado de la prueba no destructiva a un valor de resistencia. Es esencial una comprensión de la relación física entre el resultado de la prueba no destructiva dada y la resistencia. Esta relación para las diversas pruebas se analizará enseguida. Puesto que este libro tiene que ver con las propiedades del concreto, y no con las técnicas de prueba, los detalles reales de las diferentes pruebas tiene que ser investigados en las normas o manuales pertinentes.

Es necesario un comentario más general acerca de la interpretación de los resultados de las pruebas no destructivas. Las pruebas raramente dan un “número” que pueda ser in-

Figura 12.29 Martillo de rebote: (1) émbolo; (2) concreto; (3) compartimiento tubular, (4) pasador; (5) escala; (6) masa; (7) botón liberador; (8) resorte; (9) resorte; (10) retén



interpretado sin equivocación: es necesario el juicio del ingeniero. Por lo tanto, si la prueba surge por una disputa entre las partes en la construcción, el programa total de la prueba deberá determinarse con anticipación, y la interpretación de los posibles resultados, teniendo en cuenta su variabilidad, también deberá ser acordada. De otra manera, existe el riesgo de que una parte o la otra busque pruebas adicionales, y la discusión acerca del concreto de la estructura se mezcle con una discusión sobre las pruebas. En la norma BS 1881: Parte 201: 1986, se da consejo útil acerca de la planeación de pruebas no destructivas, y la norma BS 6089:1981 da una guía para la valoración de la resistencia del concreto en estructuras existentes.

Prueba del martillo de rebote

Esta es una de las pruebas no destructivas más antiguas y aún es ampliamente utilizada. Fue ideada en 1948 por Ernst Schmidt y, por lo tanto, también se la conoce como la prueba del martillo de Schmidt, o esclerómetro. La dureza medida por el martillo de rebote es muy diferente de la dureza determinada en pruebas en metales, que comprenden indentación.

La prueba del martillo de rebote se basa en el principio de que el rebote de una masa elástica depende de la dureza de la superficie contra la cual golpea la masa. Sin embargo, a pesar de su aparente simplicidad, la prueba del martillo de rebote comprende problemas complejos de impacto y la propagación de la onda de esfuerzo asociada.^{12,134} En la prueba del martillo de rebote (figura 12.29) una masa con carga de resorte tiene una cantidad fija de energía que se consigue mediante la extensión del resorte a una posición fija; esto se logra al pensar el émbolo contra la superficie

del concreto sujeto a prueba. Al soltarlo, la masa rebota del émbolo, todavía en contacto con la superficie de concreto, y la distancia recorrida por la masa, expresada como un porcentaje de la extensión inicial del resorte, se llama el *número de rebote*. Este número es indicado por un cursor que se mueve a lo largo de una escala graduada. Algunos modelos de martillo dan los resultados de la prueba en una hoja impresa. El número de rebote es una medida arbitraria porque depende de la energía almacenada en el resorte dado y del tamaño de la masa. El martillo tiene que ser utilizado contra una superficie lisa, preferiblemente una superficie moldeada. Por lo tanto, el concreto de textura gruesa no puede ser probado. Las superficies aplanadas se deberán alisar por fricción utilizando piedra de carborundo. Si el concreto sujeto a prueba no forma parte de una masa más grande, tiene que ser sujetado de manera firme, ya que las sacudidas durante la prueba darían por resultado una reducción del número de rebote registrado.

La prueba es sensible a las variaciones locales en el concreto; por ejemplo, la presencia de una pieza grande de agregado inmediatamente debajo del émbolo daría por resultado un número de rebote anormalmente alto; a la inversa, la presencia de una cavidad en una posición similar conduciría a un resultado bajo. Más aún, la energía absorbida por el concreto está relacionada tanto con su resistencia como con su rigidez, de manera que la combinación de resistencia y rigidez son las que rigen el número de rebote.^{12,122} Puesto que la rigidez del concreto está influida por el tipo de agregado utilizado (figura 12.30), el número de rebote no está relacionado únicamente con la resistencia del concreto.

El émbolo siempre debe estar normal con respecto a la superficie del concreto sujeto a prueba, pero la posición del

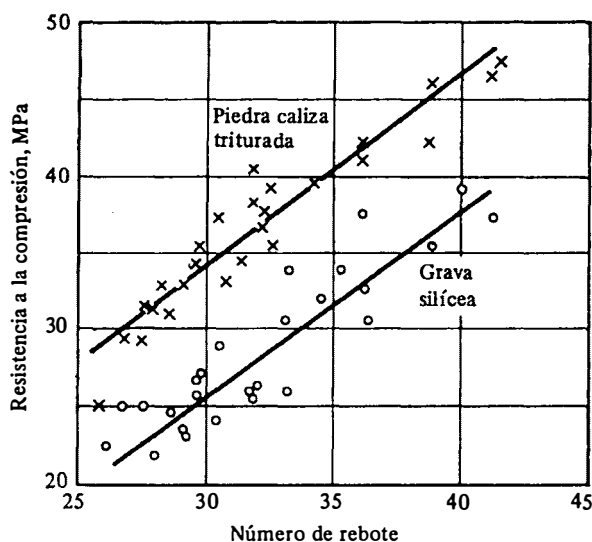
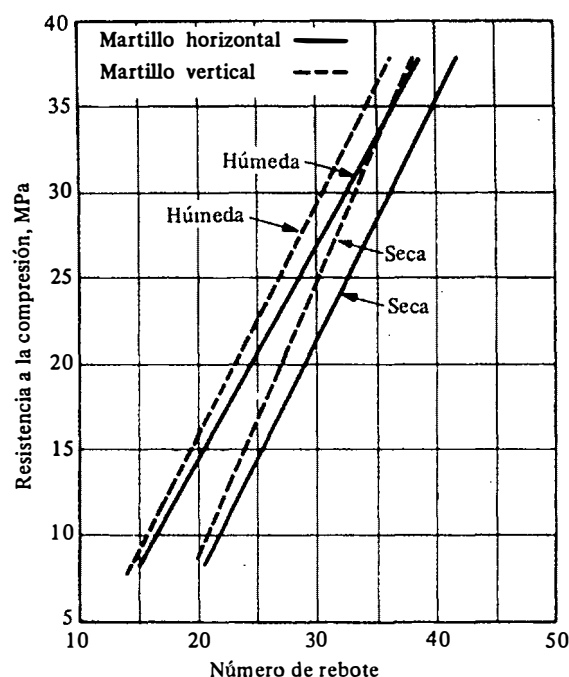


Figura 12.30 Relación entre resistencia a la compresión y número de rebote para cilindros de concreto hechos con diferentes agregados.^{12,48} (Lecturas tomadas de un lado de un cilindro con el martillo horizontal).

Figura 12.31 Relación entre resistencia a la compresión de cilindros y número de rebote para lecturas con el martillo horizontal y vertical en una superficie seca y húmeda de concreto.
12.47



martillo relativa a la vertical afectará el número de rebote. Esto se debe a la acción de la gravedad en el recorrido de la masa del martillo. Así, el número de rebote de un piso es menor que el de un techo del mismo concreto, y las superficies inclinadas y verticales producen valores intermedios. Por esta razón, y también por otros factores que influyen en el número de rebote el empleo de diagramas "globales" que relacionan el número de dureza y de resistencia no es aconsejable. El procedimiento correcto es establecer experimentalmente la relación entre el número de rebote medido en especímenes de prueba de compresión y su resistencia real. Si es posible, el material del molde del espécimen deberá ser el mismo que el material de la cimbra de la estructura.

Mientras la posición de las curvas que relacionan la resistencia a la compresión con el número de rebote varía, comúnmente, para un cambio en resistencia de aproximadamente 5 MPa hay un cambio de 4 unidades en el número de rebote. Esta relación se da sólo a manera de ejemplo y no puede ser segura en el caso de descubrir pequeñas diferencias en la resistencia. Hay que advertir que diferentes martillos de rebote, incluso del mismo diseño, no necesariamente darán el mismo número de rebote.

En cualquier caso, la prueba del martillo de rebote mide únicamente las propiedades de la zona superficial del concreto; de acuerdo con la norma BS 1881: Parte 202: 1986, la profundidad de esta zona es de alrededor de 3 cm. Los cambios que afectan únicamente a la superficie del concreto, tales como el grado de saturación en la superficie (la cual reduce el número de rebote, véase la figura 12.31^{12.47}), tie-

nen poca influencia sobre las propiedades del concreto en lo profundo.

Por causa de la variabilidad local en la dureza del concreto dentro de una pequeña área, el número de rebote deberá determinarse en varias localizaciones muy próximas pero, de acuerdo con la norma ASTM C 805-85, no más cercanas de 2.5 cm de separación. La norma británica BS 1881: Parte 202: 1986 recomienda probar en un patrón de emparillado con un espacio de 2 a 5 cm dentro de un área no mayor de 30 por 30 cm; esto reduce el sesgo del operario.

La prueba del martillo de rebote es ampliamente comparativa en esencia y, como tal, es útil en la valoración de la uniformidad del concreto dentro de una estructura o en la fabricación de varios productos similares tales como elementos precolados. La prueba también puede emplearse para establecer si el número de rebote ha alcanzado un valor conocido que corresponda a la resistencia deseada. Esto proporciona ayuda para decidir cuándo se remueve la cimbra o se pone en servicio la estructura. Otro uso del martillo es el de verificar si el desarrollo de resistencia de un concreto dado ha sido afectado por congelación a edad temprana pero, de acuerdo con la norma ASTM C 805-85, aún el concreto congelado puede dar muy altos números de rebote.

Una aplicación particular de la prueba del martillo de rebote es la de valorar la resistencia a la abrasión de pisos de concreto, la cual depende de manera importante de la dureza de la superficie.

Sobre todo, aunque la prueba del martillo de rebote es útil dentro de un alcance limitado, no es una prueba de resisten-

cia y no deberán aceptarse las demandas exageradas de su empleo como reemplazo de la prueba de compresión.

Prueba de resistencia a la penetración

La determinación de la resistencia del concreto a la penetración por medio de una varilla de acero, o sonda, impulsada por una cantidad fija de energía, puede utilizarse para valorar la resistencia del concreto a la compresión. El principio fundamental es que, para condiciones normales de prueba, la profundidad de penetración es inversamente proporcional a la resistencia a la compresión del concreto, pero no se ha establecido ninguna base teórica para esto. Aún más, la relación entre la resistencia y la profundidad de penetración depende de manera importante de la dureza del agregado porque las partículas gruesas de agregado llegan a fracturarse en las pruebas de penetración, a diferencia de la prueba de compresión. Específicamente, el agregado más blando permite mayor penetración que el agregado duro mientras que la resistencia a la compresión puede no ser afectada.^{12.122}

Los fabricantes de equipo de prueba proporcionan curvas "típicas" que relacionan la resistencia con la profundidad de penetración para concretos que contienen agregados gruesos con diversos valores de dureza en la escala de Mohs. Sin embargo, distintos investigadores hallaron relaciones significativamente diferentes,^{12.126} siendo las características de forma y superficie del agregado grueso^{12.135} los posibles factores que contribuyen. Así, la relación entre resistencia y profundidad de penetración necesita estable-

cerse por medio de experimentos para cualquier concreto dado. Sin embargo, hay alguna dificultad incluso en esto, porque el mismo cilindro o cubo no pueden utilizarse tanto para la prueba de resistencia a la penetración como para la prueba de resistencia a la compresión ya que la primera prueba debilita el espécimen. Más aún, si la prueba de resistencia a la penetración se efectúa demasiado cerca del extremo del concreto, digamos a menos de 10 a 12.5 cm, puede ocurrir cuarteaduras.

El método de prueba para la resistencia a la penetración está prescrito por la norma ASTM C 803-90 y por la BS 1881: Parte 207:1992. Por conveniencia, no es la profundidad real de penetración, sino la longitud expuesta complementaria de una sonda, la que se mide. Las sondas de penetración son impulsadas en juegos de tres, siendo el valor promedio utilizado como un resultado de prueba. la zona cónica de daño deberá lograrse.

En la figura 12.32 se muestra una relación típica entre la resistencia y la profundidad de penetración.

La prueba de resistencia a la penetración es útil para determinar si puede ser removida la cimbra. La prueba tiene algunas ventajas sobre la prueba del martillo de rebote porque se prueba una mayor profundidad del concreto. También, se reportó que el número de pruebas requeridas para identificar, con seguridad adecuada, una diferencia dada de resistencia^{12.140} es menor que cuando se utiliza la prueba del martillo de rebote. Sin embargo, el costo de la prueba de resistencia a la penetración es mucho más alto. Es probable que la prueba de resistencia a la penetración sea preferible a extraer núcleos de diámetro pequeño.

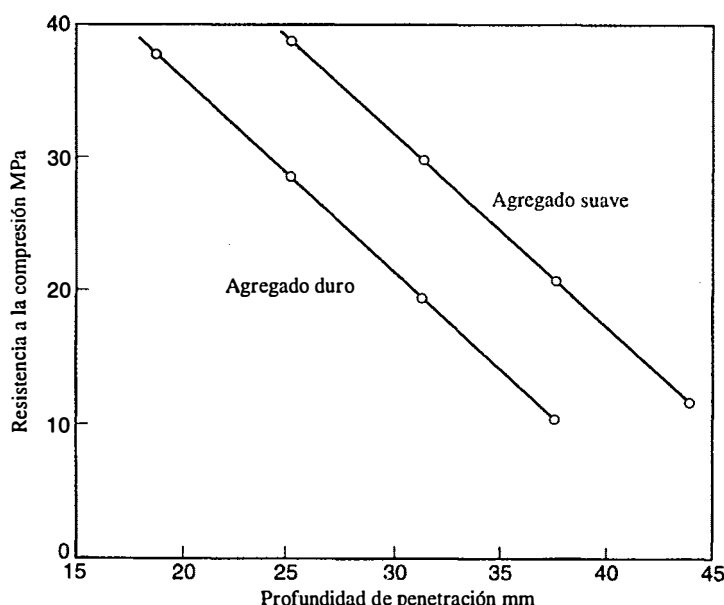
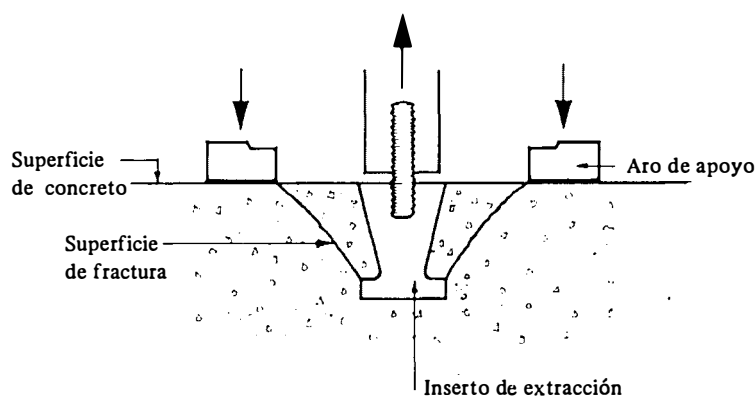


Figura 12.32 Influencia de la dureza del agregado en la relación entre la profundidad de penetración y la resistencia a la compresión (basado en la ref. 12.122).

Figura 12.33 Representación diagramática de la prueba de extracción.



Prueba de extracción

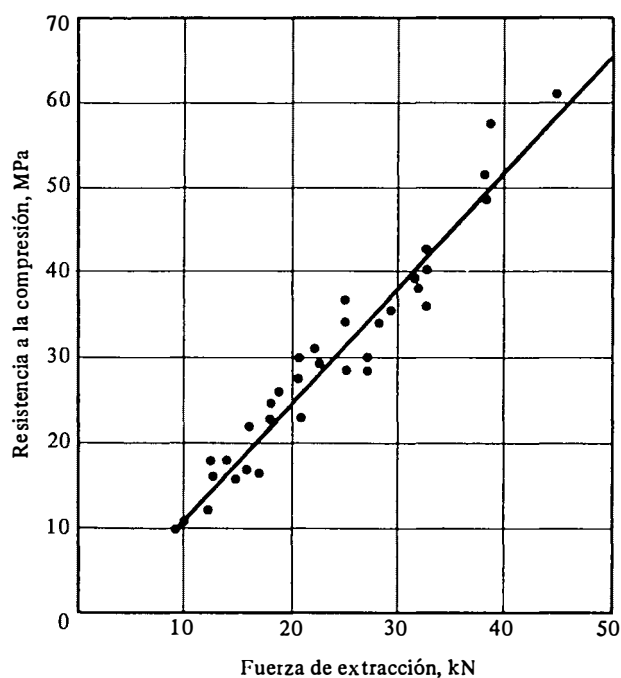
Esta es una prueba que mide, por medio de un gato de tensión especial, la fuerza requerida para extraer un inserto de metal colado previamente con un extremo agrandado (véase la figura 12.33). El inserto se saca con un trozo de concreto, aproximadamente de forma de cono. Esta forma es consecuencia de la geometría del inserto junto con el anillo de apoyo. Para una geometría dada, la fuerza de extracción se relaciona con la resistencia del concreto a la compresión.

Esta relación es puramente experimental, y no se basa en la consideración de los esfuerzos implicados, ya que el sistema de esfuerzo en la superficie de fractura es tridimensional: hay esfuerzos radiales y circunferenciales en tensión, y

un esfuerzo de compresión a lo largo de la superficie del cono.^{12.136} Consecuentemente, la fuerza de extracción deberá informarse como tal (en kN), y los cálculos de una "resistencia de extracción" carecen de significado físico confiable. En la figura 12.34 se muestra un ejemplo de la relación entre la fuerza de extracción y la resistencia de corazones para un rango amplio de condiciones de curado.^{12.105}

El método de prueba para la prueba de extracción se prescribe en la norma ASTM C 900-87 (reaprobada en 1993) y en la norma BS 1881: Parte 207:1992. La norma ASTM requiere que la profundidad del concreto arriba del extremo agrandado del inserto sea igual al diámetro del extremo agrandado; la norma también pone límites en el diámetro

Figura 12.34 Relación entre resistencia a la compresión de corazones y fuerza de extracción para estructuras reales.^{12.105}



del anillo de apoyo en relación con el diámetro del extremo agrandado del inserto. Estos límites aseguran que el ángulo del vértice del tronco del cono se halle entre 54 y 70 grados.^{12.122}

De acuerdo con Malhotra,^{12.113} la prueba de extracción es superior a la prueba del martillo de rebote y a la prueba de resistencia a la penetración porque se involucran un volumen más grande y una mayor profundidad del concreto en la prueba de extracción. En el aspecto negativo, se requiere reparación del concreto. Sin embargo, si el propósito de la prueba es verificar si el concreto ha alcanzado una resistencia deseada, no se necesita que la prueba de extracción se lleve a término; puede ser suficiente aplicar una fuerza predeterminada al inserto embebido y, si éste no sale, se supone que existe la resistencia deseada.

Pruebas con instalación posterior

Una desventaja de la prueba de extracción es que requiere la colocación planeada previamente de insertos de concreto. Se han desarrollado varios métodos para hacer posible la realización de la prueba de extracción sin instalación previa. Estos métodos implican cortar un agujero en el concreto endurecido, rebajarlo con una herramienta especial, e insertar un anillo expandible con un perno unido a él. Entonces la prueba de extracción puede realizarse de la manera usual.^{12.139}

Otras pruebas con instalación posterior incluyen la prueba de fractura interna, que ha resultado útil en las investigaciones de concreto dudoso hecho con cemento de alta alúmina.^{12.129} En esta prueba, se rosca un perno de ancla de cuña dentro de un agujero taladrado en el concreto. Luego se saca el perno haciendo girar una tuerca que descansa en un cojín de empuje sobre un asiento esférico. La torsión requerida para sacar el perno da una valoración de la resistencia a la compresión del concreto, aunque el perno, cuando se saca, aplica fuerzas tanto verticales como horizontales al concreto.^{12.140} Como en el caso de la prueba de extracción, la acción de sacar puede detenerse a un valor predeterminado de la torsión, calibrado previamente para corresponder con la resistencia deseada. La prueba de fractura interna se describe en la norma BS 1881: Parte 207:1992.

En la *prueba de rompimiento*, es posible valorar la resistencia a la flexión del concreto en una sección transversal circular paralela a la superficie del concreto. La sección se forma por medio de un tubo insertado en el concreto fresco o taladrando un manguito. Se utiliza un gato para aplicar una fuerza transversal en el elemento que se esté rompiendo.

do.^{12.138} La prueba de rompimiento es normalizada en ASTM C 1150-90 y BS 1881: Parte 207:1992.

También se han desarrollado *pruebas de extracción* que implican mediciones de la fuerza requerida para extraer una parte del concreto, utilizando un disco de metal con pegamento.^{12.137} Así, se aplica tensión directa pero el área sobre la que actúa es incierta. La prueba de extracción se describe en la norma BS 1881: Parte 207:1992.

Están proliferando pruebas que comprenden la remoción de un fragmento de concreto. Bungey^{12.135} y Carino^{12.140} ofrecen buenas reseñas.

Prueba de velocidad de pulso ultrasónico

Éste es un método de prueba no destructiva establecido durante mucho tiempo, el cual determina la velocidad de las ondas longitudinales (de compresión). Esta determinación se compone de la medición del tiempo tomado por un pulso, de ahí el nombre del método, para recorrer una distancia medida. El aparato incluye transductores que se ponen en contacto con el concreto, un generador de pulsaciones con una frecuencia de entre 10 y 150 Hz, un amplificador, un circuito que mide el tiempo y una pantalla digital del tiempo tomado por la pulsación de ondas longitudinales para viajar entre los transductores. El método de prueba está prescrito por la norma ASTM C 597-83 (reaprobada en 1991) y por la norma BS 1881: Parte 203:1986.

La velocidad de onda, V , en un medio homogéneo, isotropo y elástico está relacionada con el módulo dinámico de elasticidad, E_d , por la expresión:

$$V^2 = \frac{E_d(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}$$

donde

ρ es la densidad, y

μ es la relación de Poisson.

El concreto no reúne los requerimientos físicos para la validez de la expresión anterior, y normalmente no se recomienda la determinación del módulo de elasticidad del concreto a partir de la velocidad de pulsación.^{12.63} No obstante, Nilsen y Aitcin^{12.117} han encontrado útil hacerlo así en el monitoreo del módulo de elasticidad del concreto de alta resistencia en servicio. Puede agregarse que el valor de la relación de Poisson (véase la página 293) por lo regular no se conoce de manera precisa. Sin embargo, un cambio en la relación de Poisson sobre el rango completo de posibles valores, es decir desde, digamos, 0.16 a 0.25, reduce el

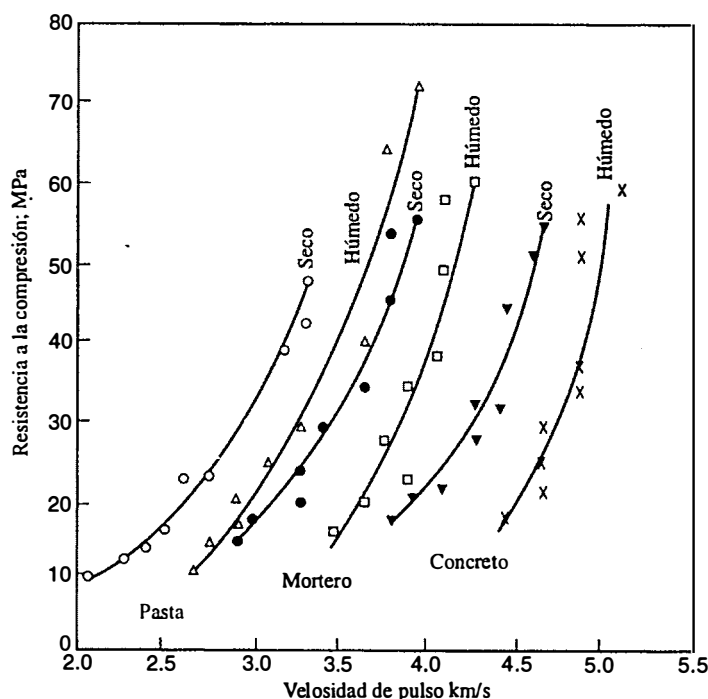


Figura 12.35 Relación entre resistencia a compresión y velocidad de pulso ultrasónico para pasta de cemento endurecido, mortero y concreto, en condición seca y húmeda (basada en la ref. 12.62).

valor calculado del módulo en sólo aproximadamente 11 por ciento.

Con respecto al empleo del valor de la velocidad de pulsación ultrasónica para determinar la resistencia del concreto, debe señalarse que no hay ninguna relación física entre las dos. Puede recordarse que el módulo de elasticidad está relacionado con la resistencia (véase página 292), pero tampoco, esta relación tiene base física. Sin embargo, la velocidad de onda ultrasónica está relacionada con la densidad del concreto, como se muestra en la expresión dada. Esta última relación mencionada al final ofrece las razones fundamentales para el empleo de las mediciones de velocidad de onda ultrasónica con el propósito de valorar la resistencia del concreto, pero sujeto únicamente a estrictas limitaciones, analizadas abajo.

La velocidad de pulsación ultrasónica a través del concreto es el resultado del tiempo tomado por la pulsación que viaja a través de la pasta de cemento endurecido y a través del agregado. El módulo de elasticidad de los agregados varía considerablemente, de manera que la velocidad de pulsación del concreto depende del módulo de elasticidad de agregado real y del contenido del agregado de la mezcla. Por otro lado, la resistencia del concreto no necesita ser afectada significativamente, ya sea por el contenido o por el módulo de elasticidad del agregado. Consecuentemente, no existe ninguna relación única entre la velocidad de pulsación ultrasónica y la resistencia a la compresión.^{12.62} La

figura 12.35 muestra que hay una relación diferente para la pasta de cemento endurecido, el mortero, y el concreto.

Sin embargo, para un agregado dado y una riqueza dada de mezcla, la velocidad de pulsación ultrasónica del concreto es afectada por cambios en la pasta de cemento endurecido, por ejemplo un cambio en la relación agua/cemento, el cual afecta el módulo de elasticidad de la pasta de cemento endurecido. Sólo dentro de estas restricciones puede utilizarse la prueba de velocidad de pulsación ultrasónica para valorar la resistencia del concreto. Existe una restricción adicional que surge del hecho de que la pulsación viaja más rápidamente a través de un hueco lleno de agua que a través de uno lleno de aire. En consecuencia, la condición de humedad del concreto afecta la velocidad de pulsación mientras que la resistencia *in situ* no es afectada (véase la figura 12.35).

También es esencial evitar otras influencias falsas: por ejemplo el acero de refuerzo, especialmente de diámetro grande, el cual se halla a lo largo de la trayectoria de la pulsación y conduce al aumento de velocidad de la pulsación ultrasónica, pero no afecta la resistencia del concreto a la compresión.^{12.135}

En realidad, éste es el caso particular de la desventaja fundamental de todas las pruebas no destructivas en las cuales la propiedad del concreto que se está midiendo es afectada

por distintos factores de una manera diferente por la influencia de aquellos factores sobre la resistencia del concreto.

A pesar de las limitaciones señaladas arriba, la prueba de velocidad de pulsación ultrasónica tiene el mérito considerable de proporcionar información acerca del interior de un elemento de concreto. Por lo tanto, la prueba es, útil para descubrir agrietamiento (pero no paralelo a la dirección de la pulsación), huecos, deterioro a causa de congelación o fuego,^{12.61} y la uniformidad del concreto en elementos similares. La prueba se puede utilizar con el propósito de seguir los cambios en un elemento de concreto dado, por ejemplo, a causa de ciclos repetidos de congelación y deshielo. Es útil notar que el esfuerzo en el concreto no afecta el valor de la velocidad de pulsación ultrasónica.^{12.142}

La prueba de velocidad de pulsación ultrasónica también puede utilizarse para valorar la resistencia del concreto a edades muy tempranas, a partir de aproximadamente tres horas en adelante.^{12.146} Esto es de interés en la prefabricación o como una ayuda para decidir sobre la remoción de la cimbra, incluyendo concreto curado por vapor.^{12.143}

Un tipo de eco de la técnica de pulsación ultrasónica permite medir el espesor de losas de concreto de pavimentos y similares.^{12.79}

Posibilidades adicionales en pruebas no destructivas

Hemos analizado los diversos métodos de pruebas no destructivas individualmente, pero es posible utilizar más de un método a la vez. Esto es ventajoso cuando una variación en las propiedades del concreto afecta los resultados de prueba en direcciones opuestas. Tal es el caso, por ejemplo,

con la presencia de humedad en el concreto: un aumento en el contenido de humedad incrementa la velocidad de pulsación ultrasónica pero disminuye el número de rebote registrado por el martillo de rebote.^{12.123} Un ejemplo del uso de los resultados combinados de estos dos métodos de prueba se da en la figura 12.36. RILEM^{12.141} ha preparado recomendaciones para el empleo de pruebas no destructivas combinadas.

Existen ahora numerosas pruebas no destructivas para concreto *in situ*, algunas de las cuales aún están en etapa de desarrollo. Estas pruebas incluyen *radiografía* utilizando rayos gamma o rayos X de alta energía (para localizar huecos), *radiometría* (para medir densidad), *transmisión o reflexión de neutrones* (para estimar el contenido de humedad del concreto), y radar para *penetración de superficie* (para localizar huecos, grietas o delaminación). En la técnica de *eco-impacto*, ondas de esfuerzo transitorio inducidas por impacto llegan a reflejarse por huecos y grietas del concreto, y el desplazamiento que resulta en la superficie es monitoreado cerca del impacto. Así, pueden descubrirse imperfecciones en el interior del concreto.

La determinación de emisiones acústicas, que son ondas elásticas transitorias inducidas por esfuerzos que representan una alta proporción de la resistencia última, pueden utilizarse para descubrir el desarrollo de agrietamiento. La técnica puede ser útil para determinar la integridad remanente de una estructura que ha experimentado carga extrema.^{12.66}

Las diversas pruebas mencionadas arriba no se analizan en este libro ya que su alcance está limitado a las propiedades del concreto. Sin embargo, hay que hacer un comentario general: todos los resultados de prueba son variables y, por lo tanto, deberán interpretarse a la luz de su variabilidad.

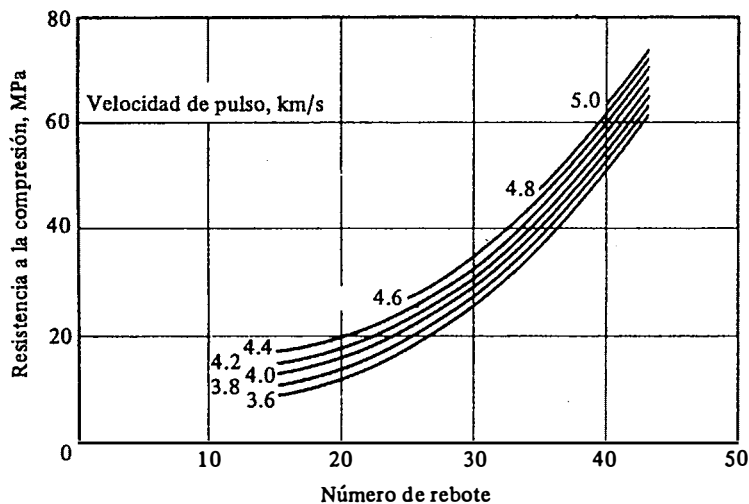
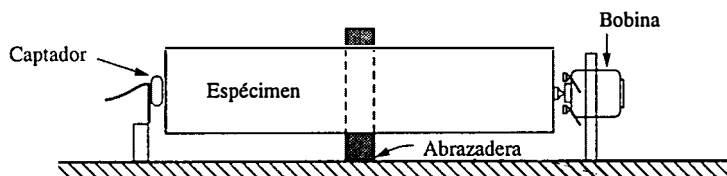


Figura 12.36 Curvas para la valoración de la resistencia a la compresión del concreto *in situ* utilizando las pruebas combinadas de velocidad de pulso ultrasónico y del martillo de rebote.^{12.123}

Figura 12.37 Arreglo de prueba para la determinación del módulo dinámico de elasticidad en vibración longitudinal.



Método de frecuencia resonante

En algunos casos, es deseable determinar los cambios progresivos en el estado de un espécimen de concreto, por ejemplo, a consecuencia de ciclos repetidos de congelación y deshielo o de ataque químico. Esto puede hacerse por medio de la determinación de la frecuencia resonante del espécimen en etapas apropiadas de la investigación. A partir de esta frecuencia, puede calcularse el módulo dinámico de elasticidad del concreto.

La vibración puede aplicarse de modo longitudinal, transversal (de flexión) o de torsión. El método de prueba está prescrito en la norma ASTM C 215-91 y BS 1881: Parte 209: 1990; la última norma cubre únicamente el modo longitudinal. En este modo, un espécimen de dimensiones especificadas (preferiblemente similares a las empleadas para determinar el módulo de ruptura) se sujeta con abrazaderas en su parte central (figura 12.37), con una unidad impulsora colocada contra una cara extrema del espécimen y un fonocaptor contra la otra. El excitador se impulsa por medio de un oscilador de frecuencia variable con una variación de 100 a 10,000 Hz. Las vibraciones propagadas dentro del espécimen son recibidas por el fonocaptor, amplificadas, y su amplitud medida por medio de un indicador apropiado. La frecuencia de excitación se varía hasta obtener la resonancia a la frecuencia fundamental (por ejemplo la más baja) del espécimen; ésta es indicada por la máxima desviación del indicador.

Si esta frecuencia es n Hz, L es la longitud del espécimen y ρ su densidad, entonces el módulo dinámico de elasticidad está dado por:

$$E_d = Kn^2 L^2 \rho$$

donde

K es una constante.

La longitud de la viga y su densidad tienen que ser determinadas en forma muy precisa. Si L de un espécimen de sección transversal cuadrada es medida en milímetros y ρ_v en kg/m^3 , entonces E_d en GPa está dado por:

$$E = 4 \times 10^{-15} n^2 L^2 \rho$$

Si L se mide en pulgadas, y ρ está en lb/pe^3 , entonces E_d en lb/pulg^2 es:

$$E = 6 \times 10^{-6} n^2 L^2 \rho$$

Deberá subrayarse que el módulo dinámico de elasticidad calculado a partir de la frecuencia de resonancia no puede ser interpretado para representar la resistencia del concreto; las razones para esto fueron dadas en la sección de la velocidad de pulsación ultrasónica. Es solamente en circunstancias estrictamente limitadas de una mezcla individual de concreto cuando los cambios de resistencia pueden inferirse a partir de cambios en el valor del módulo.

Pruebas sobre la composición del concreto endurecido

En algunas impugnaciones acerca de la calidad del concreto endurecido, surge la pregunta de si la composición del concreto era como se había especificado y, para responder esto, se hacen pruebas químicas y físicas sobre una muestra de concreto endurecido. El interés principal está normalmente en el contenido de cemento y en la relación agua/cemento, pero esta última tiene que derivarse de las determinaciones del contenido de cemento y del contenido original de agua.

No existen métodos de análisis químico aplicables universalmente a causa del rango amplio de materiales utilizados para hacer concreto. Si los ingredientes originales de la mezcla se hallan disponibles para la prueba, entonces el resultado de las pruebas en una muestra de concreto endurecido es bastante confiable, pero incluso en ese caso, la interpretación de los resultados el análisis requiere el juicio de ingenieril basado en la experiencia práctica.

Contenido de cemento

No existe ningún método directo para determinar el contenido de cemento, incluso de cemento portland solo, en una muestra de concreto. La propuesta es determinar el contenido de sílice soluble y óxido de calcio, y a partir de ahí calcular el contenido de cemento. El menor de los dos valores es

el que se utiliza. El fundamento implícito es el hecho de que los silicatos en el cemento portland se descomponen y se hacen solubles mucho más rápidamente que los compuestos de sílice que están normalmente contenidos en el agregado. Lo mismo se aplica para las solubilidades relativas de los compuestos de cal en el cemento y en el agregado (exceptuando, sin embargo, a los agregados de caliza), de manera que también existe un método de óxido de calcio soluble.

Los métodos normalizados para la determinación del contenido de cemento portland están prescritos por la norma ASTM C 1084-92 y BS 1881: Parte 124: 1989, pero la precisión de los resultados generalmente es muy baja para comprobar, o no, su conformidad con la especificación original para el contenido de cemento; esto es especialmente así en el caso de mezclas con bajos contenidos de cemento, y es con frecuencia en este tipo de mezcla donde se requiere del valor exacto del contenido de cemento. Además, la interpretación de las pruebas depende del conocimiento de la composición química del agregado. Cuando son liberadas grandes cantidades tanto de sílice soluble como de óxido de calcio del agregado, los métodos son incluso menos confiables.

En el informe núm. 32^{12.25} de la Concrete Society se da una guía para pruebas donde están presentes diversos materiales cementantes. Ese informe sugiere que es posible calcular el contenido de escoria a partir de una determinación del contenido de sulfato en una muestra de concreto, siempre y cuando se conozca la composición de la escoria utilizada, pero es difícil que se obtengan resultados confiables. No se dispone de un método normalizado para la determinación del contenido de ceniza volante. Asimismo, no es posible determinar de forma rutinaria la presencia y dosificación de aditivos a causa del rango amplio de aditivos disponible y las bajas dosis utilizadas.^{12.29}

Determinación de la relación agua/cemento original

La relación agua/cemento que existió al momento de colar la mezcla de concreto, ahora endurecido, puede calcularse a partir del contenido de cemento (determinado como se describió en la sección precedente) y a partir de una estimación del contenido de agua original. El agua original es la suma de la masa de agua combinada en el cemento y el volumen de los poros capilares, lo que representa el sobrante del agua original. El agua combinada puede tomarse como igual a 23 por ciento de la masa del cemento (véase la página 18) o puede ser determinada al calcinar la muestra a 1,000 °C y medir el agua eliminada. El método de prueba está prescrito por la norma BS 1881: Parte 124: 1989. De

acuerdo con el informe núm. 32^{12.25} de la Concrete Society, no hay evidencia para demostrar que el método puede usarse para concretos hechos con cemento mezclado. Incluso para concreto de cemento portland, es probable que la relación calculada agua/cemento esté dentro de 0.1 de la relación real agua/cemento.^{12.25} Una estimación de esta precisión es de poco valor práctico.

Otros métodos son factibles, por ejemplo, el uso de microscopio de luz fluorescente reflejada.^{12.147}

Métodos físicos

En la norma ASTM C 856-83 (reaprobada en 1988) se da una guía del examen petrográfico del concreto endurecido; la norma ASTM C 457-90 cubre otras técnicas microscópicas que pueden utilizarse para determinar la composición volumétrica de una muestra cortada, delgada y pulida. Éstas incluyen el método transversal lineal (véase la página 387), cuya base es el hecho de que los volúmenes relativos de los constituyentes de un sólido heterogéneo son directamente proporcionales a sus áreas relativas en una sección plana, y también a las intercepciones de estas áreas a lo largo de una línea al azar. El agregado y los vacíos (que contienen aire o agua evaporable) pueden ser identificados, suponiendo que el sobrante es el cemento hidratado. A fin de convertir la cantidad del último al volumen del cemento sin hidratar, tenemos que conocer el peso específico del cemento seco y el contenido de agua no evaporable del cemento hidratado (véase la página 25). La prueba determina el contenido de cemento del concreto dentro del 10 por ciento, pero la proporción del contenido de agua original o de los vacíos no puede estimarse ya que no se ha hecho distinción en la prueba entre los huecos de aire y de agua.

El *método cuenta puntos* está basado en el hecho de que la frecuencia con la que ocurre un constituyente a un número dado de puntos igualmente espaciados a lo largo de una línea al azar es una medida directa del volumen relativo de ese constituyente en el sólido. Así, un cuenta puntos por medio de un estéreomicroscopio puede proporcionar rápidamente las proporciones volumétricas de un espécimen de concreto endurecido.

Variabilidad de los resultados de prueba

Ya se mencionó la variación en resistencia de especímenes de prueba nominalmente similares, y se sigue que, cualquiera que sea la prueba, los resultados tienen que ser interpretados en términos estadísticos. El mero hecho de que

Tabla 12.5 Ejemplo de distribución de resultados de prueba de resistencia ^{12.95}

Intervalo de resistencia MPa	Número de especímenes en el intervalo	Intervalo de resistencia, MPa	Número de especímenes en el intervalo
42-43	1	55-56	51
43-44	1	56-57	59
44-45	0	57-58	54
45-46	0	58-59	32
46-47	3	59-60	23
47-48	3	60-61	7
48-49	8	61-62	10
49-50	11	62-63	3
50-51	31	63-64	1
51-52	31	64-65	2
52-53	37	65-66	0
53-54	55	66-67	1
54-55	69		
Total =			493

algún resultado de prueba sea, por ejemplo, mayor que algún otro resultado, no quiere decir necesariamente que la diferencia sea *significativa* y no una consecuencia fortuita de la variabilidad natural de valores provenientes de la misma fuente. Mientras que todos los resultados de prueba son

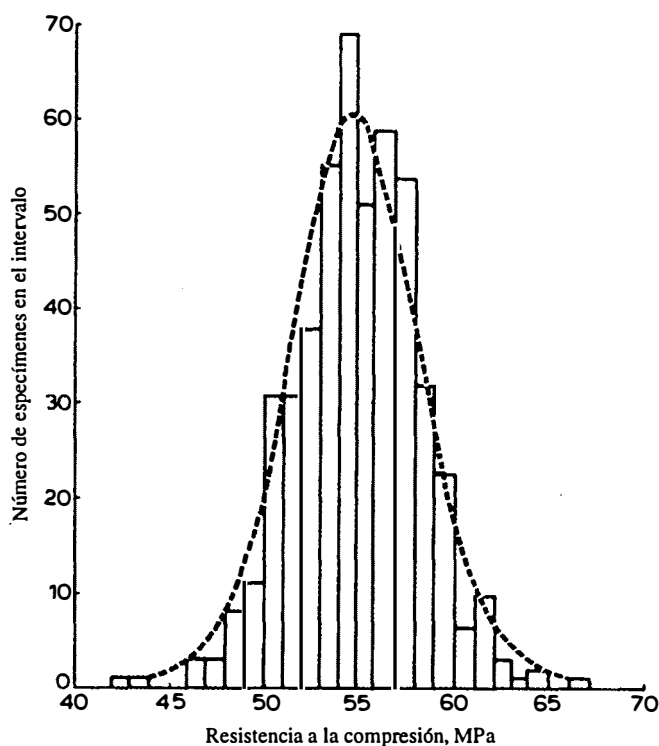
variables, aquéllos derivados de pruebas no destructivas generalmente tienen una variabilidad más grande que la que ocurre con especímenes normales para resistencia a la compresión. Ahora se presentarán algunos de los términos estadísticos más simples.

Distribución de resistencia

Supongamos que hemos medido la resistencia a la compresión de cien especímenes de prueba, todos hechos de concreto similar. Puede imaginarse este concreto como una colección de unidades todas la cuales pudieran ser probadas; tal colección se conoce como la *población*, y la porción de concreto en los especímenes de prueba reales se llama la *muestra*. El propósito de las pruebas en la muestra es proporcionar información sobre las propiedades de la población original.

Considerando la naturaleza de la resistencia del concreto (página 189) podría esperarse que las resistencias registradas serían diferentes para especímenes diferentes, es decir que los resultados mostrarán una dispersión. Para ejemplificar esto, consideremos los resultados en especímenes probados en la construcción de una plataforma o fuera de costas marina, ^{12.95} que se muestran en la tabla 12.5. Puede obtenerse una buena perspectiva de la distribución de estas resistencias al agrupar las resistencias reales en intervalos de 1 MPa, de manera que ahora tenemos cierto número de

Figura 12.38 Histograma de valores de resistencia ^{12.95}



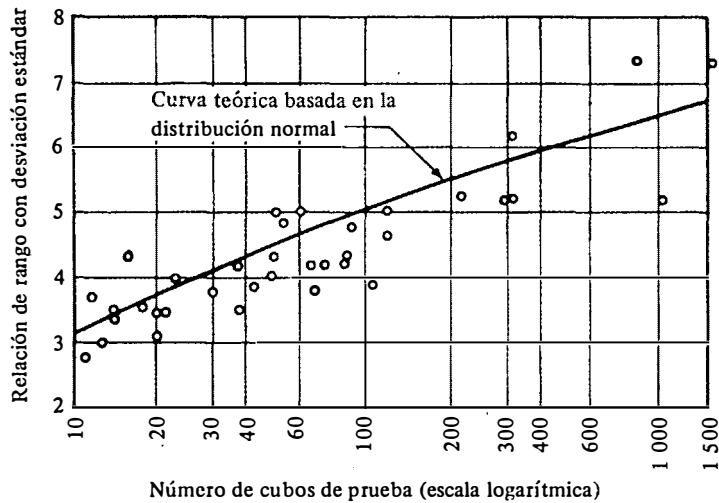


Figura 12.39 Relación de la serie con respecto a la desviación normal para muestras de diferente tamaño. ^{12.26} (Crown copyright)

especímenes cuya resistencia cae dentro de cada intervalo, como en la tabla 12.5.

Si ahora graficamos el intervalo de resistencia (constante) como la abscisa y el número de especímenes en cada intervalo (llamado como frecuencia) como las ordenadas, obtenemos un *histograma*. El área de este histograma representa el número total de especímenes a una escala apropiada. Algunas veces, es más conveniente expresar la frecuencia como un porcentaje del número total de especímenes, es decir emplear la frecuencia relativa.

El histograma para los datos mencionados se grafica en la figura 12.38, y puede verse que proporciona una clara imagen de la dispersión de resultados o, más precisamente, de la distribución de resistencia dentro de la muestra probada.

Otra medida simple de dispersión está dada por el *rango* de valores, es decir la diferencia entre las resistencias más alta y las resistencias más baja: 25 Mpa en éste caso. El rango se calcula, por supuesto, rápidamente, pero es una medición

bastante tosca: sólo depende de dos valores, y además, en una muestra grande, estos valores son de baja frecuencia; así, el rango aumenta con el tamaño de la muestra para la misma distribución subyacente. La relación teórica entre el rango y la desviación estándar se muestra en la figura 12.39, junto con los datos obtenidos en la práctica.

Si el número de especímenes se incrementara indefinidamente y, al mismo tiempo, el tamaño del intervalo disminuyera a un valor límite de cero, el histograma se transformaría en una curva continua, conocida como la *curva de distribución*. Para la resistencia de cierto tipo de material, esta curva tendría una forma característica, y existen, de hecho, varias curvas “tipo” cuyas propiedades han sido calculadas en detalle y se han presentado en tablas estadísticas.

Uno de tales tipos de distribución es la así llamada distribución *normal* o *gaussiana*. La aplicabilidad de este tipo de distribución con respecto a la resistencia del concreto fue mencionada en la página 420; la suposición de distribución

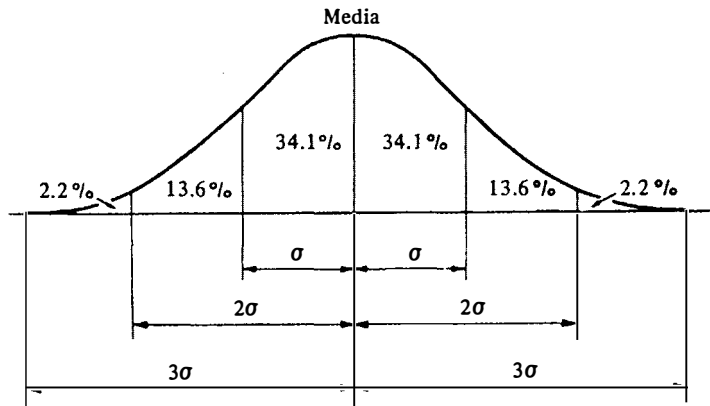


Figura 12.40 Curva de distribución normal; porcentaje de especímenes en intervalos de una desviación normal mostrada.

normal está suficientemente cercana a la realidad para ser una herramienta extremadamente útil en los cálculos (véase la figura 12.38).

La ecuación para la curva normal, que depende únicamente de los valores de la media, μ y de la desviación estándar, σ , es:

$$y = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

La desviación estándar se define en la sección siguiente. Esta ecuación está representada gráficamente en la figura 12.40, y puede verse que la curva es simétrica con respecto al valor promedio y se extiende más o menos al infinito. Algunas veces esto se menciona como una crítica del empleo de la distribución normal para la resistencia, pero la extremadamente baja probabilidad de ocurrencia de los valores muy altos o muy bajos tiene poca importancia práctica.

El área bajo la curva entre ciertos valores de resistencia (medida en términos de la desviación estándar) representa, de manera similar al histograma, la proporción de especímenes entre los límites dados de resistencia. Sin embargo, desde que la curva hace referencia a una población infinita de especímenes, y nosotros tratamos con un número limitado de éstos, el área debajo de la curva entre las ordenadas dadas, expresada como una fracción del área total debajo de la curva (y conocida por lo tanto como área proporcional), mide la posibilidad de que la resistencia de un elemento aleatorio x estará entre los límites dados. Esta posibilidad multiplicada por 100 proporciona el porcentaje de especímenes que puede esperarse que tengan a la larga una resistencia entre los dos límites considerados. Existen tablas estadísticas que dan los valores de áreas proporcionales para diferentes valores de $(x - \mu) / \sigma$

Desviación estándar

Puede verse a partir del análisis anterior de probabilidad que la dispersión de resistencia con respecto a la media es una función fija de la desviación estándar. Ésta está definida como la raíz de la desviación cuadrada media, es decir

$$\sigma = \left(\frac{\sum (x - \mu)^2}{n} \right)^{1/2}$$

donde

x representa los valores de resistencia de todos los n especímenes y μ es la media aritmética de estas resistencias, es decir, $\mu = \sum (x / n)$

En la práctica, nosotros tratamos con un número limitado de especímenes, y su media, $\bar{x}$, es nuestro estimado de la verdadera media (población) μ . Calculamos las desviaciones de x y μ de $\bar{x}$, y por lo tanto ponemos $(n-1)$, en lugar de n , en el denominador de la expresión para el cálculo de σ . La razón para esta corrección de $n/(n-1)$, conocida como la corrección de Bessel, es que la suma de los cuadrados de las desviaciones tienen un valor mínimo cuando se toman con respecto a la media muestral, $\bar{x}$ y por lo tanto, es menor de lo que sería si se tomara de la media de población μ (No se necesita aplicar la corrección de Bessel cuando n es grande). Así, el cálculo de σ es

$$s = \left(\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1} \right)^{1/2}$$

Un punto práctico importante es que un valor (es decir el resultado de una prueba de espécimen) no proporciona información cualquiera acerca de la desviación normal y, por lo tanto, acerca de la confiabilidad o posible "error" del valor obtenido. Muchas calculadoras están programadas para calcular la desviación estándar directamente pero, para cálculos manuales, una forma más conveniente de la expresión para la desviación estándar es:

$$\sigma = \left(\frac{\sum x^2}{n} - \bar{x}^2 \right)^{1/2} = \frac{1}{n} \left(n \sum (x^2) - (\sum x)^2 \right)^{1/2}$$

Así, la suma de x^2 se obtiene sin hallar primero las diferencias $(x - \bar{x})$. Otras simplificaciones, tales como sustraer una cantidad fija de todos los valores, requieren mayores cálculos. Para hallar s , se aplica la corrección de Bessel:

$$s = \sigma \left(\frac{n}{n-1} \right)^{1/2}$$

La desviación estándar está expresada en las mismas unidades como la variable original, x , pero para muchos propósitos es conveniente expresar la dispersión de resultados sobre una base de porcentaje. Entonces tomamos la relación $(\sigma / \bar{x}) \times 100$, y esto se denomina *coeficiente de variación*. Es una cantidad adimensional.

La representación gráfica de la desviación estándar (véase la figura 12.40) es la distancia horizontal de la media con respecto al punto de inflexión de la curva de distribución normal. Como la curva es simétrica, el área debajo de la curva contenida entre las abscisas $\mu - \sigma$ y $\mu + \sigma$ es 68 por ciento del área total debajo de la curva. En otras palabras, la probabilidad de que la resistencia de un espécimen de prueba elegido al azar caiga dentro del rango $\mu \pm \sigma$ es 0.68. Las probabilidades para otras desviaciones respecto de la media se indican en la figura 12.40.

Para una resistencia media dada, la desviación estándar caracteriza completamente a la distribución, que se supone es del tipo estándar; la variación en el valor de la desviación estándar determina la dispersión de resistencias en MPa. Es útil añadir que la precisión con la cual $\bar{x}$ calcula el valor de la media de población μ está regida por la desviación estándar de la media, conocida como el error estándar $\sigma_{\bar{x}}$, donde $\sigma_{\bar{x}} = \sigma / \sqrt{n}$. Así, hay una probabilidad de 0.68 de que $\bar{x}$ esté dentro del intervalo $\mu \pm \sigma_{\bar{x}}$.

Las curvas de distribución para valores de desviación estándar de 2.5, 3.8 y 6.2 MPa se muestran en la figura 14.3. El valor de la desviación estándar afecta la resistencia (media) a la que se quiera llegar en el diseño de la mezcla para un "mínimo" dado o resistencia característica especificada por el proyectista de la estructura de concreto. Este problema se analiza totalmente en el capítulo 14. Los detalles de los métodos estadísticos aplicables para pruebas, particularmente los datos sobre la elección del tamaño de la muestra, tienen que consultarse en libros especializados.*

Referencias

- 12.1 CEB-FIP, Model Code 1990, Thomas Telford, London, 1993, 437 pp.
- 12.2 R. C. Meininger and N. R. Nelson, "Concrete mixture evaluation and acceptance for airfield pavements", in *Airfield/Pavement Interaction: An Integrated System*, Proc. ASCE Conference, Kansas City, ASCE, 1991, pp. 199-224.
- 12.3 A. M. Neville, "The influence of the direction of loading on the strength of concrete test cubes", *ASTM Bull.* núm. 239, julio 1959, pp. 63-5.
- 12.4 A. M. Neville, "The failure of concrete compression test specimens", *Civil Engineering*, 52, núm. 613, London, julio 1957, pp. 773-4.
- 12.5 H. F. Gonnerman, "Effect of end condition of cylinder on compressive strength of concrete", *Proc. ASTM*, 24, Part II, 1924, p. 1036.
- 12.6 G. Werner, "The effect of type capping material on the compressive strength of concrete cylinders", *Proc. ASTM*, 58, 1958, pp. 1166-81.
- 12.7 U. S. Bureau of Reclamation, *Concrete Manual*, 8th Edn, Denver, Colorado, 1975.
- 12.8 R. L'Hermitte, "Idées actuelles sur la technologie du béton", *Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, 1955.
- 12.9 A. G. Tarrant, "Frictional difficulty in concrete testing", *The Engineer*, 198, núm. 5159, London, 1954, pp. 801-2.
- 12.10 A. G. Tarrant, "Measurement of friction at very low speeds", *The Engineer*, 198, núm. 5143, London, 1954, pp. 262-3.
- 12.11 P. J. F. Wright, "Compression testing machines for concrete", *The Engineer*, 201, London, 26 abril 1957, pp. 639-41.
- 12.12 J. W. H. King, "Discussion on: Properties of concrete under complex states of stress", in *The Proc. Int. Conf. on the Structure of Concrete, Cement and Concrete Assoc.*, London, 1968, p. 293.
- 12.13 R. Jones, "A method of studying the formation of cracks in a material subjected to stress", *British Journal of Applied Physics*, 3, London, 1952, pp. 229-32.
- 12.14 J. W. Murdock and C. E. Kelsner, "Effect of length to diameter ratio of specimen on the apparent compressive strength of concrete", *ASTM Bull.*, abril 1957, pp. 68-73.
- 12.15 K. Newman, "Concrete control tests as measures of the properties of concrete", *Proc. of a Symposium on concrete Quality*, Cement and Concrete Assoc., London, 1964, pp. 120-38.
- 12.16 R. H. Evans, "The plastic theories for the ultimate strength of reinforced concrete beams", *J. Inst. Civ. Engrs.*, 21, pp. 98-121, (London, 1943-44). See also Discussion, 22, pp. 383-98 (London, 1943-44).
- 12.17 U. S. Bureau of Reclamation 4914-92, "Procedure for direct tensile strength, static modulus of elasticity, and Poisson's ratio of cylindrical concrete specimens in tension", *Concrete Manual*, Part 2, 9th Edn, Denver, Colorado, 1992, pp. 726-31.
- 12.18 A. M. Neville, "The influence of size of concrete test cubes on mean strength and standard deviation", *Mag. Concr. Res.*, 8, núm. 23, 1956, pp. 101-10.
- 12.19 D. P. O'Cleary and J. G. Byrne, "Testing concrete and mortar in tension", *Engineering*, London, 18 marzo 1960, pp. 384-5.
- 12.20 P. J. F. Wright, "The effect of the method of test on the flexural strength of concrete", *Mag. Concr. Res.*, 4, núm. 11, 1952, pp. 67-76.
- 12.21 ACI 214.1R-81, Reapproved 1986, "Use of accelerated strength testing", *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 2: Construction Practices and Inspection Pavements, Detroit, Michigan, 1994, 4 pp.
- 12.22 B. W. Shacklock and P. W. Keene, "The comparison of compressive and flexural strengths of concrete with and without entrained air". *Cement Concr. Assoc. Tech. Report TRA/283*, London, diciembre 1957.
- 12.23 S. Walker and D. L. Bloem, "Studies of flexural strength of concrete - Part 3: Effects of variations in testing procedure", *Proc. ASTM*, 57, 1957, pp. 1122-39.
- 12.24 P. J. F. Wright, "Comments on an indirect tensile test on concrete cylinders", *Mag. Concr. Res.*, 7, núm. 20, 1955, pp. 87-96.
- 12.25 Concrete Society Report, "Analysis of Hardened Concrete", *Technical Report núm. 32*, London, 1989, 111 pp.

* Por ejemplo, J.B. Kennedy y A.M. Neville, *Basic Statistical Methods for Engineers and Scientists*, 3a. ed. Harper y Row, Nueva York y Londres. 1986.

- 12.26 P. J. F. Wright, "Variations in the strength of Portland cement", *Mag. Concr. Res.*, 10, núm. 30, 1958. pp. 123-32.
- 12.27 D. McHenry and J. J. Shideler, "Review of data on effect of speed in mechanical testing of concrete", *ASTM Sp. Tech. Publ.* núm. 185, 1956, pp. 72-82.
- 12.28 W. H. Price, "Factors influencing concrete strength", *J. Amer. Concr. Inst.*, 47, febrero 1951, pp. 417-32.
- 12.29 P. Witier, "Dosage des adjuvants dans les bétons durcis", *Bulletin Liaison Laboratoires Ponts et Chaussées*, 158, noviembre-diciembre 1988, pp. 45-52.
- 12.30 T. Waters, "The effect of allowing concrete to dry before in has fully cured", *Mag. Concr. Res.*, 7, núm. 20, 1955. pp. 79-82.
- 12.31 S. Walker and D. L. Bloem, "Effects of curing and moisture distribution on measured strength of concrete", *Proc. Highw. Res. Bd*, 36, 1957, pp. 334-46.
- 12.32 R. H. Mills, "Strength-maturity relationship for concrete which is allowed to dry", *RILEM Int. Symp. on Concrete and Reinforced Concrete in Hot Countries*, Haifa, 1960.
- 12.33 W. S. Butcher, "The effect of air drying before test: 28-day strength of concrete", *Constructional Review*, Sydney, diciembre 1958, pp. 31-2.
- 12.34 L. H. C. Tippett, "On the extreme individuals and the range of samples taken from a normal population", *Biometrika*, 17, Cambridge and London, 1925, pp. 364-87.
- 12.35 A. M. Neville, "Some aspects of the strengths of concrete", *Civil Engineering* (London), 54, Part 1, pp. 1153-5 (octubre 1959); Part 2, pp. 1308-11 (noviembre 1959); Part 3, pp. 1435-9 (diciembre 1959).
- 12.36 H. Rüsçh, "Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone", *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, núm. 120, 1955.
- 12.37 M. Pröt, "Essais statistiques sur mortiers et betons, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et de Travaux Publics*", núm. 81, Béton, Béton Armé, núm. 8, julio-agosto 1949.
- 12.38 R. F. Blanks and C. C. McNamara, "Mass concrete tests in large cylinders", *J. Amer. Concr. Inst.*, 31, enero-febrero 1935, pp. 280-303.
- 12.39 W. J. Skinner, "Experiments on the compressive strength of anhydrite", *The Engineer*, 207, Part 1, pp. 255-9 (13 febrero 1959); Part 2, pp. 288-92 (London, 20 febrero 1959).
- 12.40 H. F. Gonnerman, "Effect of size and shape of test specimen on compressive strength of concrete", *Proc. ASTM*, 25, Part II, 1925, pp. 237-50.
- 12.41 A. M. Neville, "The use of 4-inch concrete compression test cubes", *Civil Engineering*, 51, núm. 605, London, noviembre 1956, pp. 1251-2.
- 12.42 A. M. Neville, "Concrete compression test cubes" *Civil Engineering*, 52, núm. 615, London, septiembre 1957, pp. 1045.
- 12.43 R. A. Keen and J. Dilly, "The precision of test for compressive strength made on 1/2 inch cubes of vibrated mortar", *Cement Concr. Assoc. Tech. Report TRA/314*, London, febrero, 1959.
- 12.44 B. W. Shacklock, "Comparison of gap- and continuously-graded concrete mixes", *Cement Concr. Assoc. Tech. Report TRA/240*, London, septiembre, 1959.
- 12.45 S. Walker, D. L. Bloem and R. D. Gaynor, "Relationships of concrete strength to maximum size of aggregate", *Proc. Highw. Res. Bd*, 38, Washington DC, 1959, pp. 367-79.
- 12.46 J. W. H. King, "Further notes on the accelerated test for concrete", *Chartered Civil Engineer*, London, mayo 1957, pp. 15-19.
- 12.47 C. H. Willetts, "Investigation of the Schmidt concrete test hammer", *Miscellaneous Paper* núm. 6-267 (U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., junio 1958).
- 12.48 W. E. Grieb, "Use of the Swiss hammer for estimating the compressive strength of hardened concrete", *Public Roads*, 30, núm. 2, Washington DC, junio 1958, pp. 45-50.
- 12.49 K. Shiina, "Influence of temporary wetting at the time of test on compressive strength and Young's modulus of air-dry concrete", *The Cement Association of Japan Review*, 36th General Meeting, CAJ, Tokyo, 1982, pp. 113-5.
- 12.50 T. Okajima, T. Tshikawa and K. Ichise, "Moisture affect on the mechanical properties of cement mortar", *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 2, 1980, pp. 125-32.
- 12.51 S. Popovics, "Effect of curing method and final moisture condition on compressive strength of concrete", *ACI Journal*, 83, núm. 4, 1986, pp. 650-7.
- 12.52 J. M. Raphael, "Tensile strength of concrete", *Concrete International*, 81, núm. 2, 1984, pp. 158-65.
- 12.53 W. T. Hester, "Field testing high-strength concretes: a critical review of the state-of-the-art", *Concrete International*, 2, núm. 12, 1980, pp. 27-38.
- 12.54 W. Suaris and S. P. Shah, "Properties of concrete subjected to impact", *Journal of Structural Engineering*, 109, núm. 7, 1983, pp. 1727-41.
- 12.55 D. N. Richardson, "Review of variables that influence measured concrete compressive strength", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 3, núm. 2, 1991, pp. 95-112.
- 12.56 H. Kupfer, H. K. Hilsdorf and H. Rüsçh, "Behavior of concrete under biaxial stresses", *J. Amer. Concr. Inst.*, 66, agosto 1969, pp. 656-66.
- 12.57 K. Newman and L. Lachance, "The testing of brittle materials under uniform uniaxial compressive stress", *Proc. ASTM*, 64, 1964, pp. 1044-67.

- 12.58 H. Hansen, A. Kielland, K. E. C. Nielsen and S. Thaulow, "Compressive strength of concrete-cube or cylinder?", RILEM Bull. núm. 17, Paris, diciembre 1962, pp. 23-30.
- 12.59 B. L. Radkevich, "Shrinkage and creep of expanded clay-concrete units in compression", CSIRO Translation núm. 5910 from Beton i Zhelezobeton, núm. 8, 1961, pp. 364-9.
- 12.60 Z. Piatek, Wlansosci wytrzymałościowe i reologiczne keramzytobetonu konstrukcyjnego, Arch. Inz. Ladowej, 16, núm. 4, Warsaw, 1970, pp. 711-29.
- 12.61 H. W. Chung and K. S. Law, "Diagnosing in situ concrete by ultrasonic pulse technique", Concrete International, 5, num. 10, 1983, pp. 42-9.
- 12.62 V. R. Strurrup, F. J. Vecchio and H. Caratin, "Pulse velocity as a measure of concrete compressive strength", in In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-82, Detroit, Michigan, 1984, pp. 201-27.
- 12.63 R. E. Philleo, "Comparison of results of three methods for determining Young's modulus of elasticity of concrete", J. Amer. Concr. Inst., 51, enero 1955, pp. 461-9.
- 12.64 V. M. Malhotra, "Effect of specimen size on tensile strength of concrete", J. Amer. Concr. Inst., 67, junio 1970, pp. 467-9.
- 12.65 A. M. Neville, "A general relation for strengths of concrete specimens of different shapes and sizes", J. Amer. Concr. Inst., 63, octubre 1966, pp. 1095-109.
- 12.66 P. F. Mlaker et al., "Acoustic emission behavior of concrete" in In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-82, Detroit, Michigan, 1984, pp. 619-37.
- 12.67 N. Petersons, "Should standard cube test specimens be replaced by test specimens taken from structures?", Materials and Structures, 1, núm. 5, Paris, septiembre-octubre 1968, pp. 425-35.
- 12.68 W. H. Dilger, R. Koch and R. Kowalczyk, "Ductility of plain and confined concrete under different strain rates", ACI Journal, 81, núm. 1, 1984, pp. 73-81.
- 12.69 P. Smith and B. Chojnacki, "Accelerated strength testing of concrete cylinders", Proc. ASTM, 63, 1963, pp. 1079-101.
- 12.70 P. Smith and H. Tiede, "Earlier determination of concrete strength potential", Report No. RR124, Department of Highways, Ontario, enero, 1967.
- 12.71 C. Boulay and F. de Larrard, "A new capping system for testing HPC cylinders: the sand box", Concrete International, 15, núm. 4, 1993, pp. 63-6.
- 12.72 P. M. Carrasquillo and R. L. Carrasquillo, "Evaluation of the use of current concrete practice in the production of high-strength concrete", ACI Materials Journal, 85, núm. 1, 1988, pp. 49-54.
- 12.73 D. N. Richardson, "Effects of testing variables on the comparison of neoprene pad and sulfur mortar-capped concrete test cylinders", ACI Materials Journal, 87, núm. 5, 1990, pp. 489-502.
- 12.74 P. M. Carrasquillo and R. L. Carrasquillo, "Effect of using unbonded capping systems on the compressive strength of concrete cylinders", ACI Materials Journal, 85, núm. 3, 1988, pp. 141-7.
- 12.75 Australian Pre-Mixed Concrete Assn, "An Investigation into Restrained Rubber Capping Systems for Compressive Strength Testing of Concrete", Technical Bulletin 92/1, Sydney, Australia, 1992, 59 pp.
- 12.76 E. C. Higginson, G. B. Wallace and E. L. Ore, "Effect of maximum size of aggregate on compressive strength of mass concrete", Symp. on Mass Concrete, ACI SP-6, Detroit, Michigan, 1963, pp. 219-56.
- 12.77 U. S. Bureau of Reclamation, "Effect of Maximum size of aggregate upon compressive strength of concrete", Laboratory Report núm. C-1052, Denver, Colorado, junio 3, 1963.
- 12.78 F. Indelicato, "A statistical method for the assessment of concrete strength through micropores", Materials and Structures, 26, núm. 159, 1993, pp. 261-7.
- 12.79 H. Maller, "Pavement thickness measurement using ultrasonic techniques", Highway Research Record, 378, 1972, pp. 20-8.
- 12.80 P. Rossi and X. Wu, "Comportement en compression du béton: mécanismes physiques et modélisation", Bulletin Liaison Laboratoires Ponts et Chaussées, 189, enero-febrero 1994, pp. 89-94.
- 12.81 U. S. Army Corps of Engineers, Standard CRD-C 62-69: "Method of testing cylindrical test specimens for planeness and parallelism of ends and perpendicularity of sides", Handbook for Concrete and Cement, Vicksburg, Miss., 1 diciembre 1969, 6 pp.
- 12.82 K. L. Saucier, "Effect of method of preparation of ends of concrete cylinders for testing", U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station Misc. Paper núm. C-7-12, Vicksburg, Miss. abril 1972, 19 pp.
- 12.83 R. C. Meininger, F.T. Wagner and K. W. Hall, "Concrete core strength - the effect of length to diameter ratio", J. Testing and Evaluation, 5, núm. 3, mayo 1977, pp. 147-53.
- 12.84 J. G. Wiebena, "Influence of grinding or capping of concrete specimens on compressive strength test results", TNO Rep. núm. BI-76-71/01.571.104, Netherlands Organization for Applied Scientific Research, Delft, 26 julio, 1976, 5 pp.
- 12.85 G. Schickert, "On the influence of different load application technique on the lateral strain and fracture of concrete specimens", Cement and Concrete Research, 3, núm. 4, 1973, pp. 487-94.
- 12.86 D. J. Hannant, K. J. Buckley and J. Croft, "The effect of aggregate size on the use of the cylinder splitting test as a measure of tensile strength", Materials and Structures, 6, núm. 31, 1973, pp. 15-21.

- 12.87 Nianxiang Xie and Wenyan Liu, "Determining tensile properties of mass concrete by direct tensile test", *ACI Materials Journal*, 86, núm. 3, 1989, pp. 214-19.
- 12.88 K. W. Nasser and A. A. Al-Manseer, "It's time for a change from 6 X 12- to 3 X 6-in. cylinders", *ACI Materials Journal*, 84, núm. 3, 1987, pp. 213-16.
- 12.89 T. C. Liu and J. E. McDonald, "Prediction of tensile strain capacity of mass concrete", *J. Amer. Concr. Inst.*, 75, núm. 5, 1978, pp. 192-7.
- 12.90 R. L. Day and N. M. Haque, "Correlation between strength of small and standard concrete cylinders", *ACI Materials Journal*, 90, núm. 5, 1993, pp. 452-62.
- 12.91 V. Kadlecck and Z. Spetla, "Effect of size and shape of test specimens on the direct tensile strength of concrete", *RILEM Bull.*, núm. 36, Paris, septiembre 1967, pp. 175-84.
- 12.92 R. J. Torrent, "A general relation between tensile strength and specimen geometry for concrete-like materials", *Materials and Structures*, 10, núm. 58, 1977, pp. 187-96.
- 12.93 A. Bajza, "On the factors influencing the strength of cement compacts", *Cement and Concrete Research*, 2, núm. 1, 1972, pp. 67-78.
- 12.94 Z. P. Bazant et al., "Size effect in Brazilian split-cylinder tests: measurements and fracture analysis", *ACI Materials Journal*, 88, núm. 3, 1989, pp. 325-32.
- 12.95 J. Moksnes, "Concrete in offshore structures", *Concrete Structures - Norwegian Inst. Technology Symp.*, Trondheim, octubre 1978, pp. 163-76 (1978).
- 12.96 U. Bellander, "Concrete strength in finished structures; Part 1, Destructive testing methods". Reasonable requirements, *CBI Reports* 1:78, 13:76, Swedish Cement and Concrete Research Inst., 1976, 205 pp.
- 12.97 P. Rossi et al., "Effect d'échelle sur le comportement du béton en traction", *bulletin Liaison Laboratoires des Ponts. et Chaussées*, 182, novembre-diciembre 1992, pp. 11-20.
- 12.98 J. H. Bungey, "Determining concrete strength by using small-diameter cores", *Mag. Concr. Res.*, 31, 107, 1979, pp. 91-8.
- 12.99 V. M. Malhotra, "Contract strength requirements - cores versus in situ evaluation". *J. Amer. Concr. Inst.*, 74, núm. 4, 1977, pp. 163-72.
- 12.100 Concrete Society, "Concrete core testing for strength", *Technical Report* núm. 11, London, 1976, 44 pp.
- 12.101 R. D. Gaynor, "One look at concrete compressive strength", *NRMCA Publ.* núm. 147, National Ready Mixed Concrete Assoc., Silver Spring, Maryland, noviembre 1974, 11 pp.
- 12.102 J. M. Plowman, W. F. Smith and T. Sherriff, "Cores, cubes and the specified strength of concrete", *The Structural Engineer*, 52, núm. 11, 1974, pp. 421-6.
- 12.103 W. E. Murphy, Discussion on paper by V. M. Malhotra: Contract strength requirements - core versus in situ evaluation, *J. Amer. Concr. Inst.*, 74, núm. 10, 1977, pp. 523-5.
- 12.104 N. Petersons, "Recommendations for estimation of quality of concrete in finished structures", *Materials and Structures*, 4, núm. 24, 1971, pp. 379-97.
- 12.105 U. Bellander, "Strength in concrete structures", *CBI Reports* 1:78, Swedish Cement and Concrete Research Inst., 1978, 15 pp.
- 12.106 J. R. Graham, "Concrete performance in Yellowtail Dam", *Montana, Laboratory Report* núm. C-1321 U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1969.
- 12.107 V. M. Malhotra, "An accelerated method of estimating the 28-day splitting tensile and flexural strength of concrete", *Accelerated Strength Testing*, *ACI SP-56*, Detroit, Michigan, 1978, pp. 147-67.
- 12.108 R. S. Al-Rawi and K. Al-Murshidi, "Effects of maximum size and surface texture of aggregate in accelerated testing of concrete", *Cement and Concrete Research*, 8, núm. 2, 1978, pp. 201-9.
- 12.109 J. W. Galloway, H. M. Harding and K. D. Raithby, "Effects of Moisture Changes on Flexural and Fatigue Strength of Concrete", *Transport and Road Research Laboratory*, núm. 864, Crowthorne, U. K., 1979, 18 pp.
- 12.110 W. E. Yip and C. T. Tam, "Concrete strength evaluation through the use of small diameter cores", *Mag. Concr. Res.*, 40, núm. 143, 1988, pp. 99-105.
- 12.111 S. Gebler and R. Schutz, "Is $0.85 f_c$ valid for shotcrete?", *Concrete International*, 12, núm. 9, 1990, pp. 67-9.
- 12.112 R. L. Yuan et al., "Evaluation of core strength in high-strength concrete", *Concrete International*, 13, núm. 5, 1991, pp. 30-4.
- 12.113 V. M. Malhotra, "Evaluation of the pull-out test to determine strength of in-situ concrete", *Materials and Structures*, 8, núm. 43, 1975, pp. 19-31.
- 12.114 A. Szypula and J. S. Grossman, "Cylinder vs. core strength", *Concrete International*, 12, núm. 2, 1990, pp. 55-61.
- 12.115 W. C. Greer, Jr., "Variation of laboratory concrete flexural strength tests", *Cement Concrete and Aggregates*, 5, núm. 2, Winter, 1983, pp. 111-22.
- 12.116 S. Yamane, et al., "Concrete in finished structures" *Takenaka Tech. Res. Rept.* núm. 22, Tokyo, octubre 1979, pp. 67-73.
- 12.117 A. U. Nilsen and P. -C. Aytgin, "Static modulus of elasticity of high-strength concrete from pulse velocity tests", *Cement, Concrete and Aggregates*, 14, núm. 1, 1992, pp. 64-6.
- 12.118 K. Mather, "Effects of accelerated curing procedures on nature and properties of cement and cement-fly ash pastes", in *Properties of Concrete at Early Ages*, *ACI SP-95*, Detroit, Michigan, 1986, pp. 155-71.

- 12.119 J. F. Lamond, "Quality assurance using accelerated strength testing", *Concrete international*, 5, núm. 3, 1983, pp. 47-51.
- 12.120 J. Özetkin, "Accelerated strength testing of Portland-pozzoland cement concretes by the warm water method", *ACI Materials Journal*, 84, núm. 1, 1987, pp. 51-4.
- 12.121 F. M. Bartlett and J. G. MacGregor, "Effect of moisture condition on concrete core strengths", *ACI Materials Journal*, 91, núm. 3, 1994, pp. 227-36.
- 12.122 ACI 228.1R-89, "In-place methods for determination of strength of concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 2: Construction Practices and Inspection Pavements*, Detroit, Michigan, 1994, 25 pp.
- 12.123 U. Bellander, "Concrete strength in finished structures; Part 3, Non-destructive testing methods". Investigations in laboratory and in-situ", *CBI Research 3:77*, Swedish Cement and Concrete Research Inst., 1977, p. 226.
- 12.124 ACI 318-89, Revised 1992, "Building code requirements for reinforced concrete, ACI Manual of Concrete Practice, Part 3: Use of Concrete in Buildings - Design, Specifications, and Related Topics", Detroit, Michigan, 1994, 345 pp.
- 12.125 S. Amasaki, "Estimation of strength of concrete in structures by rebound hammer", *CAJ Proceedings of Cement and Concrete*, núm. 45, 1991, pp. 345-51.
- 12.126 R. S. Jenkins, *Nondestructive testing - an evaluation tool*, *Concrete International*, 7, núm. 2, 1985, pp. 22-6.
- 12.127 C. Jaegermann and A. Betur, "Development of destructive and non-destructive testing methods for quality control of hardened concrete on building sites and in precast factories", *Research Report núm. 017-196*, Israel Institute of Technology Building Research Station, Haifa, julio 1977.
- 12.128 K. M. Alexander, "Comments on an unsolved mystery in concrete technology", *Concrete*, 14, núm. 4, London, abril 1980, pp. 28-9.
- 12.129 A. J. Chabowski and D. W. Bryden-Smith, "Assessing the strength of in-situ Portland cement concrete by internal fractures tests", *Mag. Concr. Res.*, 32, núm. 112, 1980, pp. 164-72.
- 12.130 K. W. Nasser and R. J. Beaton, "The K-5 accelerated strength tester", *J. Amer. Concr. Inst.*, 77, núm. 3, 1980, pp. 179-88.
- 12.131 L. M. Melis, A. H. Meyer and D. W. Fowler, "An Evaluation of Tensile Strength Testing", *Research Report 432-1F*, Center for Transportation Research, University of Texas, agosto, Texas, noviembre 1985, 81 pp.
- 12.132 Y. H. Loo, C. W. Tan and C. T. Tam, "Effects of embedded reinforcement on measured strength of concrete cylinders", *Mag. Concr. Res.*, 41, núm. 146, 1989, pp. 11-18.
- 12.133 ACI 506.2-90, "Specification for materials, proportioning, and application of shotcrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 5: Masonry, Precast Concrete, Special Processes*, Detroit, Michigan, 1994, 8 pp.
- 12.134 T. Akashi and S. Amasaki, "Study of the stress waves in the plunger of a rebound hammer at the time of impact, in *In Situ/Nondestructive Testing of Concrete*", Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-82, Detroit, Michigan, 1984, pp. 19-34.
- 12.135 J. H. Bungey, "The Testing of Concrete in Structures", 2nd Edn, Surrey University Press, 1989, 222 pp.
- 12.136 W. C. Stone and N. J. Carino, "Comparison of analytical with experimental internal strain distribution for the pullout test", *ACI Journal*, 81, núm. 1, 1984, pp. 3-12.
- 12.137 J. H. Bungey and R. Madandoust, "Factors influencing pull-off test on concrete", *Mag. Concr. Res.*, 44, núm. 158, 1992, pp. 21-30.
- 12.138 M. G. Barker and J. A. Ramirez, "Determination of concrete strengths with break-off tester", *ACI Materials Journal*, 85, núm. 4, 1988, pp. 221-8.
- 12.139 C. G. Petersen, "LOK-test and CAPO-test development and their applications", *Proc. Inst. Civ. Engrs, Part 1*, 76, mayo 1984, pp. 539-49.
- 12.140 N. J. Carino, "Nondestructive testing of concrete: history and challenges", in *Concrete technology: Past, Present, and Future*, V. M. Malhotra Symposium, ACI SP-144, Detroit, Michigan, 1994, pp. 623-80.
- 12.141 RILEM Committee 43, "Draft recommendation for in-situ concrete strength determination by combined non-destructive methods", *Materials and Structures*, 26, núm. 155, 1993, pp. 43-9.
- 12.142 S. Popovics and J. S. Popovics, "Effect of stresses on the ultrasonic pulse velocity in concrete", *Materials and Structures*, 24, núm. 139, 1991, pp. 15-23.
- 12.143 G. V. Teodoru, "Mechanical strength property of concrete at early ages as reflected by Schmidt rebound number, ultrasonic pulse velocity, and ultrasonic attenuation, in *Properties of Concrete at Early Ages*", ACI SP-95, Detroit, Michigan, 1986, pp. 139-53.
- 12.144 S. Nilsson, "The tensile strength of concrete determined by splitting tests on cubes", *RILEM Bull.* núm. 11, Paris, junio 1961, pp. 63-7.
- 12.145 K. W. Nasser and V. M. Malhotra, "Accelerated testing of concrete: evaluation of the K-5 method", *ACI Materials Journal*, 87, núm. 6, 1990, pp. 588-93.
- 12.146 R. H. Elvery and L. A. M. Ibrahim, "Ultrasonic assessment of concrete strength at early ages", *Mag. Concr. Res.*, 28, núm. 97, diciembre 1976, pp. 181-90.
- 12.147 B. Mayfield, "The quantitative evaluation of the water/cement ratio using fluorescence microscopy", *Mag. Concr. Res.*, 42, núm. 150, 1990, pp. 45-9.
- 12.148 E. Arioglu and O. S. Koyluoglu, "Discussion of 'Are current concrete strength tests suitable for high strength concrete?', *Materials and Structures*", 29, núm. 193, 1996, pp. 578-80.

Capítulo 13

Concretos con propiedades particulares

Este capítulo trata de varios tipos de concretos que se pueden utilizar cuando se requieren propiedades particulares. El término “particular” no denota ninguna cosa excepcional o requerida raramente; más bien, se refiere a propiedades específicas que son deseables en circunstancias dadas. Se considerarán varios tipos de concreto.

Primero, concretos que contienen los diferentes materiales cementantes que se emplean frecuentemente en la actualidad (estudiados en el capítulo 2). Estos son: ceniza volante, escoria de alto horno molida y granulada, y humo de sílice.

El segundo tipo de concreto que se va a considerar es el llamado concreto de alto desempeño. Este concreto contiene invariablemente uno o más de los materiales cementantes mencionados arriba, y generalmente también un superfluidificante.

El término “alto desempeño” es un poco pretencioso pues la característica esencial de este concreto es que sus ingredientes y proporciones se escogen específicamente para que tengan propiedades adecuadas particularmente para el uso esperado de la estructura; estas propiedades son habitualmente una alta resistencia o una baja permeabilidad.

El tercero, y último, tipo de concreto estudiado en este capítulo es el concreto de peso ligero, o sea, concreto con una densidad significativamente más baja que la de concretos hechos con agregados normales, que están en la variedad de 2,200 a 2,600 kg/m³.

Se deberá mencionar un tipo más del concreto: el concreto de alta densidad, que se emplea para el propósito de atenuación de rayos X de alta energía, rayos gamma y neutrones. A causa de este uso especializado del concreto de alta densidad, no se considerará en el presente libro.

Concretos con diferentes materiales cementantes

En capítulos precedentes se ha tratado con concretos que contienen una variedad de materiales cementantes, pero principalmente con concretos que contienen sólo cemento portland. La razón de este enfoque es que, hasta recientemente de forma regular, el cemento portland era considerado “el mejor”, si no el único material cementante del concreto. Cuando se introdujeron otros materiales, principalmente ceniza volante y escoria de alto horno granulada y molida, éstos se consideraron reemplazos o sustitutos para el cemento, y su influencia y desempeño se juzgaron contra la norma del concreto que contiene solamente cemento portland.

Esta situación ha cambiado en forma notable: como se señaló en la página 62, varios materiales cementantes son ahora ingredientes del concreto por derecho propio. Estos materiales, ceniza volante, escoria de alto horno molida y granulada (llamada, por razones de brevedad, ggbs, por sus siglas en inglés), y humo de sílice, se estudiaron en el capítulo 2 hasta donde correspondía a sus propiedades físicas y químicas. Cuando varias propiedades del concreto se tomaron en cuenta en capítulos subsiguientes, la influencia de estos materiales se mencionó con frecuencia. Sin embargo, esto fue inevitablemente fragmentario, y el propósito ahora es revisar las propiedades de concretos que contienen diversos materiales cementantes.

Se puede argumentar que primero se deberán analizar las influencias de los materiales cementantes individuales. Por otro lado, un repaso breve de estos materiales considerados en conjunto es útil para presentar una idea general de su función en el comportamiento del concreto. Por consiguiente, se tratará sobre las características comunes de los dos, o de los tres, de estos materiales y el uso de más de uno

de ellos a la vez. A esto se seguirá su consideración individual.

Razgos generales del uso de ceniza volante, ggbs, y humo de sílice

Un argumento que se adelanta algunas veces en favor del uso de estos diversos materiales cementantes es que, en comparación con el cemento portland, ahorran energía y conservan recursos. Esto es realmente correcto, pero son los beneficios técnicos reales de la inclusión de estos materiales en el concreto los que constituyen el argumento más fuerte en favor de su empleo. En realidad, en muchos casos, se deberán utilizar de preferencia a una mezcla tan sólo de cemento portland sin consideraciones económicas o ambientales.

Existe cierta dificultad para presentar la información disponible sobre la influencia y el uso de los tres materiales cementantes -ceniza volante, ggbs, humo de sílice- de una manera objetiva y general con validez. Se ha publicado un número extremadamente grande de documentos de investigación pero, en muchos de ellos, un investigador entusiasta describe un solo juego de pruebas sobre uno de estos materiales y señala los beneficios del uso de ese material particular, el cual con frecuencia es un producto específico local. Esta descripción bien puede ser una relación exacta y verdadera, pero las conclusiones están usualmente expresadas en función de una comparación con una mezcla "de referencia" que sólo contiene cemento portland. Las diferencias entre la mezcla con el material cementante dado y la mezcla "de referencia" pueden incluir trabajabilidad, resistencia a alguna edad u otra, contenido total de material cementante o relación agua/cemento; cualquiera de éstas puede ser importante en la construcción. Una generalización que valga la pena a partir de tal comparación no es posible. Lo útil es una revisión general del modelo de propiedades de las mezclas que contienen los diferentes materiales cementantes. Esto deberá hacer posible valorar las propiedades de los concretos con diferentes ingredientes, posiblemente en proporciones diferentes. Las propiedades específicas de cualquier mezcla dada se tendrán que averiguar experimentalmente.

Los distintos materiales cementantes afectan el progreso de la hidratación a consecuencia de su composición química, reactividad, distribución de tamaño de partículas, y forma de partículas.^{13.9} La reactividad real de la ggbs depende de su composición, contenido de vidrio y tamaño de partículas.^{13.9} La ceniza volante de alto calcio (ASTM, clase C) es mucho más reactiva que la ceniza volante de clase F y, por lo tanto, exhibe cierta similitud con el comportamiento de

la ggbs.^{13.9} La reacción de la ceniza volante de clase F requiere una alcalinidad alta del agua de poros. Esta alcalinidad se reduce cuando hay presencia de humo de sílice o ggbs en la mezcla. En consecuencia, se reduce la reactividad de la ceniza volante en tales mezclas.^{13.15}

A un contenido total dado de material cementante, la inclusión de ceniza volante o de ggbs generalmente reduce la demanda de agua y mejora la trabajabilidad. En el caso de ggbs, el mejoramiento puede no ser medible en función del revenimiento pero, una vez que ha comenzado la vibración, el concreto que contiene ggbs se vuelve "móvil" y se compacta bien. El humo de sílice reduce de manera importante, o hasta elimina, el sangrado. El mejoramiento de la trabajabilidad por la ceniza volante se atribuye a la forma esférica de sus partículas. Sin embargo, la inclusión de ceniza volante y, en menor grado, de ggbs en la mezcla tiene el efecto físico de modificar la floculación del cemento, con una reducción resultante de la demanda de agua.^{13.9} La modificación de la dispersión de las partículas de cemento se refleja en la microestructura de la pasta de cemento hidratado, principalmente en su distribución del tamaño de poros, siendo el tamaño de poros mediano y, consecuentemente, menor la permeabilidad.^{13.9} Este efecto está presente a una porosidad total constante (la cual es controlada por la relación total agua/cemento).

El mejoramiento de la resistencia del concreto por la ceniza volante no es solamente la consecuencia del carácter puzolánico sino también de la habilidad de las partículas muy pequeñas de ceniza volante para "acomodarse dentro" de las partículas de cemento. Prueba de esto es el efecto benéfico de la ceniza volante con cemento portland de alto horno cuando la reacción puzolánica es improbable.^{13.12}

Aspectos de durabilidad

Aunque una razón inicial para el empleo de los diversos materiales cementantes en el concreto fue su influencia en la rapidez de desarrollo del calor y de la resistencia, todavía más importante es su influencia sobre la resistencia del concreto al ataque químico, el cual es consecuencia no sólo de la naturaleza química de la pasta de cemento hidratado sino también de su microestructura. Este tema se consideró en los capítulos 10 y 11. No es una exageración decir que los materiales cementantes tienen una influencia mayor en todos los aspectos de durabilidad relacionada con el transporte de agentes atacantes a través del concreto. Una razón para esto es que, generalmente, los materiales cementantes considerados en este capítulo son más finos que el cemento portland y, en consecuencia, mejoran el empaquetado de parti-

culas, de modo que, siempre que se aplique curado húmedo adecuado, su presencia reduce la permeabilidad.^{13.92}

Aun cuando el uso de ceniza volante y de ggbs reduce la permeabilidad, ello permite carbonatación más rápida.^{13.113} El aumento en la rapidez de carbonatación es mayor cuando la ceniza volante se emplea con cemento portland de alto horno.^{13.12} Cuando el contenido de ggbs más ceniza volante es de más de 60 por ciento, el aumento de la carbonatación es tanto más grande cuanto más grande es el contenido de ceniza volante.^{13.13} El aumento de carbonatación no necesariamente tiene que ser grande en la práctica cuando se utilizan mezclas con proporciones convenientes. También, la carbonatación puede reducir la permeabilidad, pero no cuando tanto la ceniza volante como la ggbs están presentes en la mezcla.^{13.12} La buena resistencia a la congelación y deshielo sin aire incluido se halló en concretos (con una relación agua/cemento de 0.27 y un superfluidificante) que contienen ceniza volante de clase C que representa de 20 a 35 por ciento de la masa del material cementante total, y humo de sílice (10 por ciento sobre la misma base).^{13.11} De la misma manera, se observó buena resistencia al ataque de sulfatos con un contenido de ceniza volante de clase C hasta de 50 por ciento, y 10 por ciento de humo de sílice.^{13.11}

El control de la reacción álcali-sílice es un tema especializado en el cual es necesario un conocimiento detallado del agregado que se va a emplear (véase la página 99). Sin embargo, deberán advertirse los efectos benéficos de la incorporación de ceniza volante (alrededor de 30 a 40 por ciento por peso) o de ggbs (casi 40 a 50 por ciento por peso) en el cemento mezclado.^{13.7} Estos materiales contienen sólo una cantidad pequeña de álcalis solubles en agua, de modo que, en un contenido dado de material cementante que incluye cemento portland con un alto contenido de álcalis, la presencia de ggbs o de ceniza volante en el cemento mezclado reduce el contenido total de álcalis en la mezcla.^{13.10} Así, el uso de estos materiales puede hacer clara la necesidad en cuanto a cemento de bajo álcali, pero la ausencia de reacciones expansivas se deberá verificar por medio de pruebas.

Campbell y Detwiler confirmaron los efectos benéficos de la inclusión de humo de sílice en el concreto curado con vapor de agua a 65 °C respecto a su penetrabilidad por cloruros.^{13.4} Para un mejoramiento importante, el contenido mínimo de humo de sílice fue de 10 por ciento en concreto de sólo cemento portland, pero 7.5 por ciento fue altamente efectivo en mezclas que contienen de 30 a 40 por ciento de ggbs en el material total cementante.^{13.4} Se puede agregar que el curado de concreto de sólo cemento portland a 50 °C

dio por resultado un incremento de la penetrabilidad por cloruros.^{13.3}

Los estudios adicionales de Detwiler y otros^{13.2} confirmaron el efecto benéfico de la inclusión tanto de humo de sílice como de ggbs en concreto curado a 50 y 70 °C respecto a la penetrabilidad de cloruros. Estos hallazgos se obtuvieron en concretos con relaciones agua/cemento de 0.40 y 0.50 y con contenido de humo de sílice y ggbs de 5 y 30 por ciento, respectivamente, por masa del material cementante total. Las generalizaciones de contenido o proporciones óptimas no son posibles pues la penetrabilidad del concreto resultante es afectada por el grado de hidratación al tiempo de exposición a los cloruros. No parece que haya información disponible sobre la influencia de la inclusión tanto de humo de sílice como de ceniza volante en el concreto curado a altas temperaturas respecto a su permeabilidad a los cloruros.

Variabilidad de materiales

Los tres materiales cementantes estudiados en este capítulo no son fabricados específicamente para su empleo en el concreto sino que son productos industriales secundarios. Esta situación se refleja en su variabilidad.

La ceniza volante es un producto secundario de la quema de carbón pulverizado para generar energía eléctrica. Los operarios de centrales de energía están enterados del valor comercial de una ceniza volante uniforme, pero las variaciones periódicas en la operación de una estación de energía (especialmente si no es una estación de abastecimiento base) puede dar por resultado propiedades a veces variables de la ceniza volante. Por supuesto, también hay diferencias en la ceniza volante producida por diferentes centrales de energía. Además, la misma central de energía producirá ceniza volante con propiedades variables si el carbón utilizado no es uniforme a corto o a largo plazo. La clasificación y el beneficio de la ceniza sería útil pero aumentarían el costo de la ceniza volante.

Se sigue que los usuarios de la ceniza volante tienen que estar informados de las propiedades del verdadero material usado en el concreto, y ellos no pueden confiar en suposiciones estandarizadas respecto a la distribución de tamaño de las partículas de ceniza volante o de su contenido de carbono. En consecuencia, no se puede presentar una idea simple del comportamiento del concreto que contiene ceniza volante pues la ceniza volante no es un material de composición sencilla aproximadamente constante. Las cenizas volantes son bastante parecidas a los distintos tipos de cementos portland en que, como éstos tienen una variedad de características físicas y químicas. Por lo tanto, no es sorpren-

dente que el uso de ceniza volante especialmente porque su contenido en el concreto puede variar ampliamente dé por resultado una variedad de efectos.

Por otra parte, la escoria, siendo un producto secundario de un proceso altamente controlado (véase la página 55), es mucho menos variable; lo mismo se aplica al humo de sílice.

Regresando al asunto de la ceniza volante, deberemos observar que la hidratación de cualquier ceniza volante dada depende de las propiedades químicas y de la finura del cemento portland de la mezcla. No es sorprendente que no haya ninguna relación simple entre la proporción de ceniza volante en el material cementante total y las propiedades del concreto resultante de proporciones fijadas de otra manera. En forma inevitable, no han tenido éxito los intentos de relacionar, mediante una ecuación sencilla, la resistencia del concreto, aun de proporciones fijas, con las varias propiedades de la ceniza volante tales como finura, residuo de partículas mayores de un cierto tamaño, índices puzolánicos, contenido de carbono y composición química.^{13.6} En verdad, esta situación es de esperarse, puesto que ninguna ecuación sencilla puede predecir las propiedades de resistencia de los cementos portland solos a partir de sus propiedades físicas y químicas.

La ceniza volante y la ggb's son ingredientes muy valiosos del concreto. También son económicamente ventajosas por ser productos secundarios de otros procesos, y están disponibles continuamente -en verdad, con necesidad de ser consumidas. Vale la pena reflexionar que, a consecuencia de los cambios en nuestros modelos industriales, especialmente en el consumo de hierro y en las fuentes de energía, menos ceniza volante y menos escoria pueden llegar a estar disponibles en el futuro (véase también la página 459). Podrían tener que desarrollarse nuevos materiales cementantes.

Concreto que contiene ceniza volante

Una breve descripción de las propiedades físicas y químicas de la ceniza volante se presentó en el capítulo 2. Ahora consideraremos su empleo en el concreto y estudiaremos las propiedades del concreto resultante; también se incluirá un análisis adicional de las propiedades de la ceniza volante misma, hasta donde ellas afectan las propiedades del concreto.

No se puede exagerar la importancia de la ceniza volante: ya no es un sustituto barato para el cemento, ni un "extendedor" o una adición a la mezcla. La ceniza volante da al con-

creto ventajas importantes, y es, en consecuencia, esencial comprender su función y la influencia.

La variabilidad de las propiedades de la ceniza volante se mencionó en la sección precedente. La variabilidad surge del hecho de que la ceniza volante no es un producto fabricado especialmente y, por lo tanto, no puede estar regido por el requisito estricto de una norma. Las influencias principales son la naturaleza del carbón y la manera de su pulverización, la operación del horno, el proceso de precipitación de la ceniza de los gases de combustión y especialmente, la distribución de la clasificación de las partículas en el sistema de descarga. Aun cuando todas éstas sean constantes, una central de energía que varía su operación en respuesta a la demanda de energía produce una ceniza volante variable; esto no es así con una central de energía de carga de base. Las variaciones en la ceniza volante son el contenido de vidrio, el contenido de carbono, la forma de las partículas y la distribución del tamaño, además de la presencia de magnesia y otros minerales, y hasta el color. Es posible mejorar la distribución de tamaño de las partículas de ceniza volante por clasificación y por molienda.

Como se acaba de mencionar, el proceso de quema del carbón pulverizado tiene influencia en la forma de las partículas de ceniza volante. La temperatura alta favorece la formación de partículas esféricas, pero la necesidad de reducir la emisión de gases de NO_x requiere el uso de temperaturas de combustión de pico más bajo, de manera que los minerales con una temperatura de fusión alta no siempre se funden completamente. Una consecuencia de esto es la reducción de la proporción de estas partículas esféricas de ceniza volante y también de la proporción de partículas menores de 10 µm; no obstante, no es afectada la proporción de partículas mayores de 45 µm.^{13.12,13.34} Estos cambios militan en contra de los efectos benéficos de la ceniza volante en el concreto. Así, existe una necesidad de cambios en la tecnología, los cuales deberán satisfacer tanto los requisitos de emisión de NO_x como las propiedades de partícula deseables desde el punto de vista de su empleo en el concreto.

Sin embargo, habrá que señalar que, en casi todos los países, se produce consistentemente mucha ceniza volante uniforme y excelente para su empleo en el concreto, y no hay ninguna duda de que, en todo el mundo, el consumo de ceniza volante en el concreto aumenta y se espera que continúe haciéndolo. Lo que no es posible es proporcionar información acerca de ceniza volante "tipo" o incluso típica. Consecuentemente, no se puede presentar una orientación específica sobre el uso de ceniza volante como un material genérico.

Influencia de la ceniza volante sobre las propiedades del concreto fresco

La influencia principal está en la demanda de agua y en la trabajabilidad. Para una trabajabilidad constante, la reducción de la demanda de agua del concreto a causa de la ceniza volante es comúnmente de 5 y 15 por ciento en comparación con una mezcla de solamente cemento portland que tiene el mismo contenido de material cementante; la reducción es más grande a relaciones agua/cemento más altas.^{13.12}

Una mezcla de concreto que contiene ceniza volante es cohesiva y tiene una capacidad reducida de sangrado. La mezcla puede ser conveniente para bombeo y para cimbras deslizantes; las operaciones de acabado del concreto con ceniza volante se hacen más fáciles.

La influencia de la ceniza volante sobre las propiedades del concreto fresco está vinculada con la forma de las partículas de la ceniza volante. Casi todas son esféricas y sólidas, pero algunas de las partículas grandes son esferas huecas, conocidas como "cenoeferas" o tienen forma vesicular e irregular.

La reducción de la demanda de agua del concreto causada por la presencia de ceniza volante se atribuye generalmente a su forma esférica, llamándose esto un "efecto de cojinete de bolas". Sin embargo, también están comprendidos otros mecanismos y pueden bien ser dominantes. En especial, a consecuencia de cargas eléctricas, las partículas más finas de ceniza volante llegan a ser adsorbidas sobre la superficie de las partículas de cemento. Si hay suficientes partículas de ceniza volante para cubrir la superficie de las partículas de cemento, las cuales se llegan así a deflocular, la demanda de agua se reduce para una trabajabilidad dada.^{13.156} Una cantidad de ceniza volante que exceda la requerida para cubrir la superficie de las partículas de cemento no conferiría beneficio adicional con respecto a la demanda de agua. En verdad, la reducción de la demanda de agua llega a ser más grande con un aumento en el contenido de ceniza volante sólo hasta aproximadamente 20 por ciento.^{13.156} El efecto de la ceniza volante no es adicional a la acción de los superfluidificantes. Así, parece probable que la acción de la ceniza volante, igual que la de los superfluidificantes, sobre la demanda de agua es a través de la dispersión y la adsorción de la ceniza volante sobre de las partículas de cemento portland.^{13.156}

En la página 59, se mencionó la presencia del carbono en la ceniza volante. Una consecuencia del alto contenido de carbono en la misma es que afecta en forma adversa la trabajabilidad. La variación en el contenido de carbono tam-

bién puede conducir a un comportamiento errático con respecto al aire incluido, algunos agentes inclusores de aire llegan a ser adsorbidos por las partículas de carbono porosas.

La ceniza volante en la mezcla tiene un efecto de retraso, comúnmente de alrededor de una hora, probablemente causado por la liberación de SO_3^{2-} presente en la superficie de las partículas de ceniza volante. El retraso puede ser ventajoso cuando el concreto se hace en tiempo atmosférico caliente, de otra manera, se puede necesitar un acelerador. Sólo se retarda el fraguado inicial, no siendo afectado el intervalo de tiempo entre el fraguado y la rigidización final.

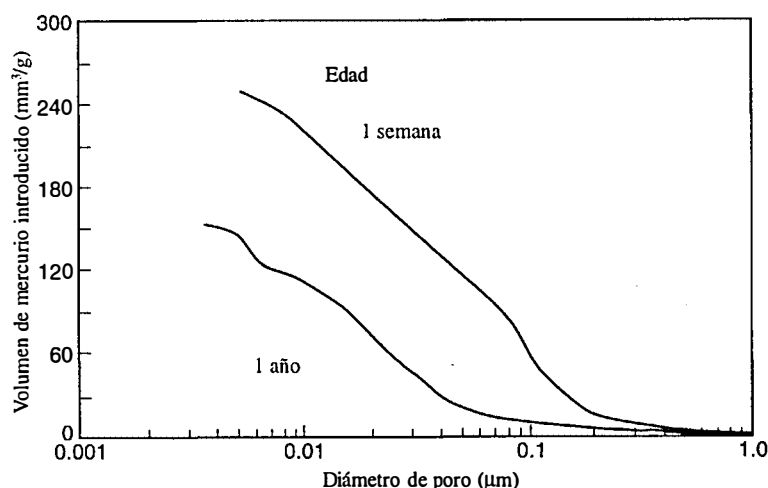
Hidratación de la ceniza volante

Las reacciones puzolánicas se consideraron en el capítulo 2. En el caso de la ceniza volante, los productos de reacción se asemejan al C-S-H que se produce por la hidratación del cemento portland. Sin embargo, la reacción no se inicia sino hasta un tiempo después del mezclado. En el caso de la ceniza volante de clase F (véase la página 59), esto puede ser tanto como una semana o aun más. Una explicación de este retraso, ofrecida por Fraay y otros,^{13.15} es la siguiente. El material de vidrio de la ceniza volante se descompone sólo cuando el valor del pH del agua de poros es al menos 13.2, y el aumento en la alcalinidad del agua de poros requiere que haya ocurrido cierta cantidad de hidratación del cemento portland de la mezcla. Además, los productos de reacción del cemento portland se precipitan sobre la superficie de las partículas de ceniza volante, las cuales actúan como núcleos.

Cuando el pH del agua de poros llega a ser bastante alto, los productos de reacción de la ceniza volante se forman sobre las partículas de ésta y en su cercanía. Una consecuencia de estas reacciones tempranas es que sus productos con frecuencia permanecen en la forma de las esferas originales de ceniza volante. Con el paso del tiempo, productos adicionales se difunden continuamente y se precipitan dentro del sistema de poros capilares; esto da por resultado una reducción de la porosidad capilar y, consecuentemente, una estructura más fina de poros (véase la figura 13.1).^{13.15}

La sensibilidad de reacción de la ceniza volante con la alcalinidad del agua de poros significa que la reactividad de la ceniza volante es influida por el contenido de álcalis del cemento portland con el cual se va a utilizar. (Sin embargo Osbaeck^{13.114} contradice esto.) Por ejemplo, puesto que el cemento portland tipo III de endurecimiento rápido conduce a un desarrollo más rápido de la alcalinidad del agua de los poros que el cemento portland común, la reacción puzolánica de la ceniza volante se inicia más pronto cuando se

Figura 13.1 Cambio de distribución del tamaño de poros (determinado por porosimetría de mercurio) en pasta de cemento que contiene 30 por ciento de ceniza volante de clase F por peso de material cementante total (con base en la ref. 13.15).



emplea cemento de tipo III. Las observaciones precedentes ejemplifican la complejidad del comportamiento de las cenizas volantes lo cual hace difícil las generalizaciones y apunta a la necesidad de pruebas que comprendan tanto la ceniza volante como el cemento portland que se van a utilizar juntos.

Una consecuencia del retraso de las reacciones de la ceniza volante es el modelo benéfico de evolución térmica por hidratación (véase el capítulo 8).

El progreso de la reacción puzolánica de la ceniza volante de clase F es lento: Fraay y otros ^{13.15} citan la presencia de tanto como 50 por ciento de ceniza volante sin reaccionar después de un año.

Mientras que el concreto hecho sólo de cemento portland con una relación agua/cemento mediana o alta, sujeto a condiciones de almacenaje convenientes, continúa ganando resistencia por un largo período, ello no ocurre cuando se incorpora ceniza volante en la mezcla. No se halló desarrollo de resistencia adicional más allá de la edad de 3 a 5 años en concretos con relaciones agua/cemento de 0.5 a 0.8; el contenido de ceniza volante de clase F, expresado como un porcentaje de la masa del material cementante total, varió desde 47 hasta 67. ^{13.16, 13.17}

La ceniza volante de clase C (véase la página 59), que tiene un alto contenido de cal, reacciona, hasta cierto grado, en forma directa con el agua; en especial, algo de C_2S puede estar presente en la ceniza volante ^{13.157} y este compuesto reacciona para formar C-S-H. También el C_3A cristalino y otros aluminatos son reactivos. ^{13.9} Además, como con la ceniza volante de clase F, existe una reacción de sílice con

el hidróxido de calcio producido por la hidratación del cemento portland. Así, la ceniza volante de clase C reacciona más temprano que la ceniza volante de clase F, pero algunas cenizas volantes de clase C no muestran un aumento de largo plazo en la resistencia. ^{13.18}

Puesto que las reacciones de la ceniza volante del concreto toman bastante tiempo, el curado húmedo prolongado es esencial. Una consecuencia de esto es que las pruebas de especímenes de compresión curados en condiciones húmedas normales pueden ser engañosas con respecto a la resistencia *in situ*. Por supuesto, éste también es el caso del concreto hecho con cemento portland solamente, pero la influencia del curado sobre la resistencia es más pronunciada cuando se incluye la ceniza volante en la mezcla.

La temperatura más alta, entre 20 y 80 C, acelera las reacciones de la ceniza volante hasta un grado mayor que en el caso del cemento portland solo. Sin embargo, viene luego el retroceso usual de resistencia (compárese con la página 249). ^{13.21} La reducción de resistencia con un aumento de temperatura entre 200 y 800 C es también similar a, o posiblemente hasta mayor que, aquella del concreto hecho con cemento portland solamente. ^{13.20}

Puesto que la reactividad de la ceniza volante crece de manera aguda con el aumento de la temperatura, el comportamiento del concreto que contiene ceniza volante puede ser diferente en las secciones masivas (en donde la hidratación del componente de cemento portland eleva la temperatura) que en elementos pequeños de concreto a temperatura ambiente. ^{13.9} Esta observación es pertinente en cualquier predicción de la rapidez de ganancia de resistencia del concreto que contiene ceniza volante.

Desarrollo de resistencia del concreto con ceniza volante

El método de prueba de la norma ASTM C 311-94a tiene en cuenta la medición de la resistencia de morteros que contienen ceniza volante que representa 20 por ciento por masa del material cementante total y establecen un índice de actividad de resistencia. Sin embargo, como ya se analizó, las reacciones de la ceniza volante son afectadas por las propiedades del cemento portland con el que se utiliza. Por otra parte, además del efecto de las reacciones químicas, la ceniza volante tiene un efecto físico de mejoramiento de la microestructura de la pasta de cemento hidratado. La acción física principal es el empaquetamiento de las partículas de ceniza volante en la interface de las partículas de agregado grueso, que están ausentes en el mortero empleado en la prueba de la norma ASTM C 311-94a.^{13.12}

Por estas razones, las mediciones de actividad de resistencia no establecen adecuadamente la contribución de la ceniza volante al desarrollo de la resistencia de un concreto particular en el cual se va a incorporar la ceniza volante. Esto es un ejemplo de lo inapropiado de las pruebas en mortero para el propósito de establecer el efecto de un factor dado en el concreto.

La extensión del empaquetamiento depende tanto de la ceniza volante como del cemento empleado: se logra mayor empaque-

do con cemento portland más grueso y con ceniza volante más fina.^{13.12} Un efecto benéfico del empaquetamiento sobre la resistencia es la reducción del volumen de aire atrapado en el concreto,^{13.12} pero la principal contribución del empaquetamiento está en la reducción del volumen de los poros capilares grandes.

Vale la pena observar que la influencia positiva de la finura de la ceniza volante está ligada con su forma esférica. Por lo tanto, la molienda de la ceniza volante, aunque aumenta su finura, puede dar por resultado la destrucción de partículas esféricas, con un aumento consecuente de la demanda de agua de la mezcla a causa de la forma angular irregular de las partículas de ceniza volante.^{13.26}

El control de tamaño de partículas de la ceniza volante se efectúa comúnmente sobre la base del residuo más grande que el tamiz de 45 μm (número 325 ASTM), pero esto no es suficientemente discriminatorio con respecto a la reactividad de la ceniza volante y a su contribución al desarrollo de resistencia del concreto.

Comúnmente, casi la mitad de las partículas de ceniza volante son más pequeñas de 10 μm , pero puede haber variedades más grandes. Las partículas de ese tamaño son las más reactivas.^{13.22} La reactividad es muy alta cuando el diámetro medio de las partículas de ceniza volante es todavía menor: 5 ó hasta 2.5 μm .

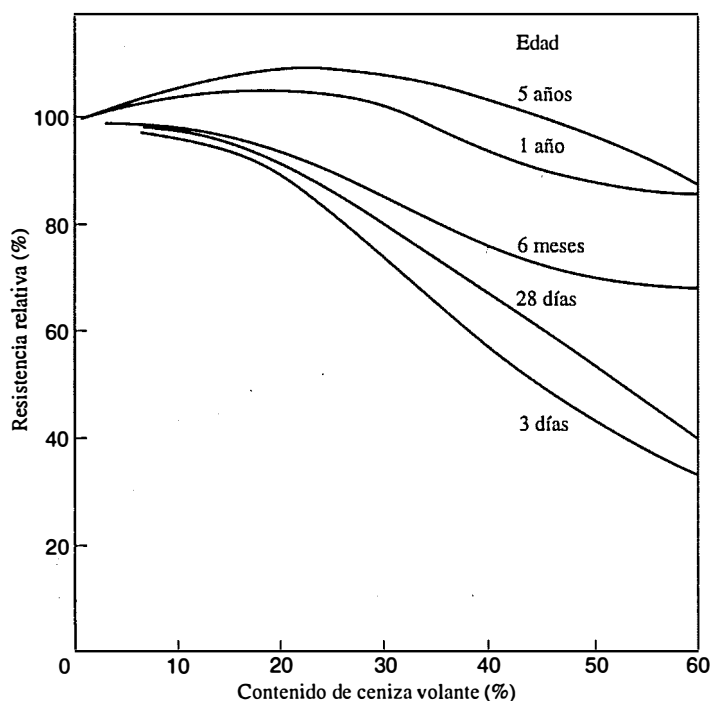


Figura 13.2 Influencia del contenido de ceniza volante en el material cementante (por masa) sobre de la resistencia de la pasta de cemento endurecido.^{13.19}

Hasta donde corresponde a partículas gruesas de ceniza volante, Idorn y Thaulow^{13.23} sugieren que estas partículas se pueden considerar como un "microagregado" que mejora la densidad de la pasta de cemento hidratado de una forma similar al efecto de los residuos sin hidratar de partículas de cemento portland. Esto es benéfico respecto a la resistencia, a propagación de grietas y a la rigidez. El sistema resultante de poros capilares tiene mayor capacidad de retener agua la cual puede estar disponible para hidratación de largo plazo.^{13.23}

El contenido de vidrio de la ceniza volante afecta de una manera importante a esta reactividad. En el caso de ceniza volante de clase C, el contenido de cal es también un factor que tiene influencia en la reactividad. Sin embargo, el conocimiento de estas características no permite predecir el comportamiento de cualquier ceniza volante dada; son preferibles las pruebas con el cemento portland real que se va a emplear.

En la página 459, se mencionó que la influencia benéfica de la ceniza volante sobre la demanda de agua no se extiende más allá de un contenido de ceniza volante de 20 por ciento por masa. Un contenido excesivo de ceniza volante tampoco es benéfico desde el punto de vista de desarrollo de resistencia.

El contenido límite es probablemente de alrededor de 30 por ciento por peso de material cementante total, como se puede ver por la figura 13.2^{13.19}

Como se ha afirmado repetidamente, las predicciones cuantificadas de la influencia de la ceniza volante sobre de la resistencia no son posibles. Por ejemplo, los datos de la figura 13.2 se pueden contrastar con la falta aparente de influencia positiva de la ceniza volante sobre la resistencia incluso tan tarde como un año, lo cual fue informado por la Portland Cement Association.^{13.14}

En la tabla 13.1,^{13.14} se muestran valores promedio de la resistencia de cilindros de concreto curado a 23 °C (obtenidos a partir de pruebas en seis cenizas volantes de clase F y cuatro cenizas volantes de clase C) Todas las mezclas tenían un contenido total de material cementante de 307 kg/m³ con un contenido de 25 por ciento de ceniza volante por masa del material cementante total. La relación agua/ce-

mento fue de 0.40 a 0.45, y las mezclas tenían un revenimiento de 75 mm. La misma tabla da la resistencia de un concreto hecho de cemento portland solamente con el mismo contenido de cemento y la misma relación agua/cemento. Vale la pena agregar que el tamaño máximo del agregado fue de 9.5 mm (3/8 pulg.), de manera que el efecto benéfico de la ceniza volante con respecto al empaquetado alrededor de las partículas de agregado grueso fue menor del que habría sido el caso con concreto convencional; allí puede estar la explicación del efecto aparentemente limitado de la ceniza volante sobre la resistencia.

En relación con esto se deberá observar que, puesto que el peso específico de la ceniza volante es mucho menor que el del cemento portland (comúnmente 2.35 en comparación con 3.15), para la misma masa, el volumen de la ceniza volante es alrededor de 30 por ciento más alto que el del concreto. Esto se debe tener en cuenta en la determinación de las proporciones del concreto: comúnmente, se emplea un contenido más bajo de agregado fino que con el concreto hecho con cemento portland solamente.

En cuanto a las propiedades físicas del concreto diferentes de la resistencia parece que la fluencia y la contracción no resultan afectadas fundamentalmente por el uso de ceniza volante.

Durabilidad del concreto con ceniza volante

Como se analizó en los capítulos 10 y 11, la selección de ingredientes de una mezcla de concreto debe incluir la consideración del efecto que los mismos tienen sobre la durabilidad. Como en el caso de la resistencia, mucho depende de la ceniza volante real utilizada.

Una consecuencia de la reacción lenta de la ceniza volante en el concreto es que, inicialmente, éste tiene una permeabilidad más alta que el concreto con una relación agua/cemento similar (sobre la base del material cementante total) pero que contiene sólo cemento portland. Sin embargo, con el tiempo, el concreto con ceniza volante adquiere una permeabilidad muy baja.^{13.15} A pesar de todo, es esencial que el concreto que contiene ceniza volante experimente curado prolongado. El efecto nocivo del curado inadecuado so-

Tabla 13.1. Resistencia típica a la compresión de concretos de ceniza volante.^{13.14}

Material cementante	Resistencia a la compresión, MPa a la edad de (días)						
	1	3	7	14	28	91	365
Cemento portland	12.1	21.2	28.6	33.9	40.1	46.0	51.2
Ceniza volante de clase F (25%)	7.1	13.9	19.4	24.3	30.3	39.8	47.3
Ceniza volante de clase C (25%)	8.9	19.0	24.1	28.5	29.4	40.5	45.6

bre las propiedades de absorción de la zona exterior del concreto es tanto más grande cuanto más alto es el contenido de ceniza volante.^{13.101} Este efecto es aun más pronunciado que el efecto sobre la resistencia del concreto que contiene ceniza volante. Así, la confianza en la sola resistencia puede no ser adecuada para el propósito de valorar la durabilidad del concreto con ceniza volante en los casos en que la penetración del concreto por agentes agresivos es crítica.

Con respecto a la resistencia al ataque de sulfatos, se deberá observar que la alúmina y la cal de la ceniza volante pueden contribuir a las reacciones de los sulfatos. Específicamente, cuando están presentes en la parte de vidrio de la ceniza volante, la alúmina y la cal proveen una fuente de largo plazo de material que puede reaccionar con los sulfatos para formar etringita expansiva.^{13.25} Una relación alta sílice/alúmina probablemente reduce la vulnerabilidad al ataque de sulfatos,^{13.28} pero no es posible ninguna generalización confiable.

Parece que la inclusión de ceniza volante de clase F en el concreto mejora su resistencia a los sulfatos, tal vez principalmente a través de la remoción del hidróxido de calcio. El contenido de ceniza volante deberá estar generalmente entre 25 y 40 por ciento del material cementante total. No existe disponible información segura sobre el comportamiento de la ceniza volante de clase C. En verdad, la función de la ceniza volante de clase C con respecto a la resistencia a los sulfatos no está clara.^{13.18}

Las pruebas en concreto con aire incluido con una relación agua/cemento de 0.33 y un contenido de ceniza volante de clase F de 58 por ciento por masa de material cementante han demostrado una resistencia excelente a la congelación y deshielo.^{13.30} Se deberá observar que, para el concreto expuesto a agentes descongelantes, el ACI 318-95^{13.116} limita el contenido de peso de ceniza volante y otras puzolanas hasta 25 por ciento de la combinación en cantidades hasta de 20 por ciento de la masa total del material cementante, esta ceniza volante no tiene ningún efecto adverso sobre la resistencia a la congelación y deshielo del concreto con aire incluido. A altos contenidos de ceniza volante de clase C, la resistencia fue perjudicada, posiblemente a causa de un aumento en la porosidad de la pasta de cemento endurecido por el movimiento de etringita fibrosa dentro de los vacíos de aire.^{13.1}

Con respecto a inclusión de aire del concreto con ceniza volante. Se deberán recordar los problemas causados por el carbono, analizados en la página 551,.

Bilodeau y otros^{13.124} hallaron que la ceniza volante, tanto de clase F como de clase C, al menos cuando esté presentes

en proporciones grandes, da por resultado concreto con mala resistencia a los agentes descongelantes, aun cuando el concreto tenga una buena resistencia a la congelación y deshielo. No se han establecido las razones de esto.

A causa de la menor permeabilidad del concreto maduro que contiene ceniza volante, se reduce el ingreso de cloruros dentro del concreto. Aun cuando el contenido de ceniza volante de clase F sea tan alto como 60 por ciento por masa de material cementante, la pasivación del acero embebido en mortero y el riesgo de corrosión no se vieron perjudicados.^{13.24} Esto se confirmó en otras pruebas en concretos con altos contenidos de ceniza volante (58 por ciento del material cementante total) y relaciones agua/cemento entre 0.27 y 0.39, los cuales han demostrado una buena resistencia a la penetración de cloruros.^{13.24}

A pesar de todo, en algunos países^{13.12} no se permite el uso de ceniza volante en concreto presforzado, pues se piensa que el carbono de la ceniza volante puede contribuir a la corrosión con esfuerzo del acero de presfuerzo.

La resistencia a la abrasión del concreto que contiene ceniza volante, clase F o clase C, se halla intacta^{13.29} o posiblemente hasta mejorada.^{13.31}

La ceniza volante, en cantidad adecuada en la mezcla, es benéfica para reducir la reacción álcali- sílice (véase la página 363) pero los mecanismos comprendidos son complejos y no están perfectamente entendidos. Los efectos benéficos pueden surgir de la estructura más densa de la pasta de cemento hidratado, la cual impide el movimiento de iones, o por la reacción preferencial de los álcalis con la ceniza volante de manera que ellos no están disponibles para reaccionar con el sílice del agregado.^{13.28} Se deberá señalar que la ceniza volante misma contiene álcalis, pero comúnmente sólo alrededor de un sexto del contenido total de álcalis de la ceniza volante es soluble al agua, y por lo tanto, potencialmente reactivo, estando el resto combinado. Si la ceniza volante contribuye o no con álcalis al agua de poros del concreto parece depender de la alcalinidad del cemento utilizado.^{13.27}

No hay ningún efecto benéfico de la ceniza volante con respecto a la reacción álcali-carbonato.

Concretos que contienen escoria de alto horno granulada y molida (ggbs)

El cemento portland de escoria de alto horno (véase el capítulo 2) se ha empleado por más de un siglo, aunque en años recientes ha habido un incremento en el uso de combinación de componentes de cemento portland y la escoria de alto horno granulada y molida (ggbs) directo en la mezcla-

dora de concreto. Una ventaja de este procedimiento es que la proporción de cemento portland y ggbs se puede variar a voluntad; una desventaja concomitante es que se requiere un silo adicional.

Puesto que la escoria se produce al mismo tiempo que los lingotes de hierro, el control de producción asegura una baja variabilidad de los dos materiales. La escoria es granulada ó aglomerada subsiguientemente; por conveniencia, se emplea generalmente el término “granulada”. La escoria granulada se puede moler hasta una finura de cualquier valor deseado, pero comúnmente mayor de $350 \text{ m}^2/\text{kg}$, es decir, más fina que el cemento portland. El incremento de finura conduce al incremento de actividad en edades tempranas, y ocasionalmente se usa ggbs con una finura que excede de $500 \text{ m}^2/\text{kg}$.^{13.34}

Hay varios efectos benéficos posibles de la incorporación de ggbs en la mezcla. Éstos son: el concreto fresco tiene una mejor trabajabilidad; el desarrollo de calor es más lento, de manera que la temperatura de pico es más baja; se logra una microestructura más densa de la pasta de cemento hidratado y esto mejora la resistencia a largo plazo y, especialmente a la durabilidad; y se puede eliminar el riesgo de la reacción álcali-sílice, a pesar del contenido de álcalis del cemento portland o de la reactividad del agregado.^{13.69}

La selección de la finura de la ggbs y de su contenido en el material cementante total depende del propósito del uso de ggbs en el concreto.

La influencia de la ggbs sobre las propiedades del concreto fresco

La presencia de la ggbs en la mezcla mejora la trabajabilidad y hace la mezcla más móvil pero cohesiva. Esto es consecuencia de una mejor dispersión de las partículas cementantes y de las características superficiales de las partículas de ggbs, las cuales son lisas y absorben poca agua durante el mezclado.^{13.32}

Sin embargo, la trabajabilidad del concreto que contiene ggbs es más sensible a las variaciones en el contenido de agua de la mezcla que en el caso del concreto hecho de cemento portland solamente. Cuando se muele a una alta finura, la ggbs algunas veces reduce el sangrado del concreto.

A veces se ha encontrado que las mezclas que contienen ggbs exhiben una pérdida temprana de revenimiento, pero también hay informes de una baja rapidez de pérdida de revenimiento.^{13.32}

La presencia de ggbs en la mezcla conduce a retraso a temperaturas normales, comúnmente de 30 a 60 minutos.^{13.32}

Hidratación y desarrollo de resistencia del concreto que contiene ggbs

Puesto que la mezcla de cemento portland y ggbs contiene más sílice y menos cal que el cemento portland solo, la hidratación del cemento mezclado produce más C-S-H y menos cal que el cemento portland solo. La microestructura resultante de la pasta del cemento hidratado es densa. No obstante, la hidratación inicial de ggbs es muy lenta porque depende de la descomposición del vidrio por los iones de hidróxido liberados durante la hidratación del cemento portland. De manera similar a los cementos mezclados que contienen puzolanas, ocurre la reacción de la ggbs con el hidróxido de calcio.

La liberación progresiva de álcalis por la ggbs, junto con la formación de hidróxido de calcio por el cemento portland, da por resultado una reacción continua de ggbs durante un período largo. Así, hay una ganancia de resistencia de largo plazo (véase la figura 13.3).^{13.132} Como un ejemplo, Roy^{13.9} citó que de 8 a 16 por ciento de ggbs se ha hidratado en 32 días, y de 30 a 37 por ciento en 28 días. Sin embargo, la última rapidez de hidratación de cemento mezclado que contiene ggbs se acelera. Así, sobre todo, la temperatura pico del concreto causada por hidratación del cemento se reduce por la inclusión de ggbs en la mezcla.

La solubilidad de hidróxidos alcalinos aumenta con un aumento en la temperatura. Consecuentemente, la actividad de la ggbs a temperaturas más altas se incrementa considerablemente. Por lo tanto, se puede emplear el curado con vapor de agua del concreto que contiene ggbs.^{13.123}

Además, los efectos dañinos de la alta temperatura temprana sobre la resistencia a largo plazo y la permeabilidad son menos pronunciados en el concreto que contiene ggbs que en el concreto hecho sólo con cemento portland.^{13.2, 13.33} A la inversa, a temperaturas menores de aproximadamente 10°C , el desarrollo de resistencia es pobre^{13.42} y el uso de ggbs es inconveniente.

La mayor finura de ggbs conduce a un mejor desarrollo de resistencia, pero sólo a edades tardías, porque debe ocurrir primero la activación de la ggbs. Una finura mayor del cemento portland acelera la activación.

Otros factores que influyen en la reactividad de la ggbs son la composición química de la escoria (véase la página 55) y el contenido de vidrio. Sin embargo, los intentos de relacionar la reactividad de la escoria con su composición química por medio de un “módulo químico” ó “índice hidráulico”

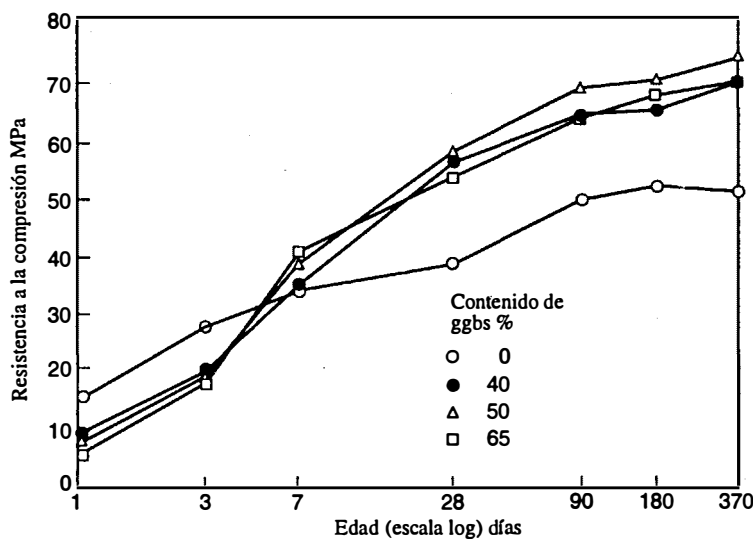


Figura 13.3 Desarrollo de la resistencia a la compresión del concreto (medida en cubos) curado con humedad a temperatura ambiente para varios contenidos de ggbs por masa de material cementante total. ^{13.132} (Copyright ASTM-reproducida con permiso.)

sencillo no han tenido éxito. Aunque es esencial un alto contenido de vidrio, algún porcentaje de material cristalino puede ser benéfico con respecto a la reactividad de la ggbs porque estos cristales actúan como núcleos para la hidratación. ^{13.125} Un factor importante es la concentración de los álcalis en el material cementante total; además las propiedades del cemento portland utilizado con una ggbs dada son un factor. Generalmente, se encuentra un mejor desarrollo de resistencia con cementos más finos y con cementos que tienen altos contenidos de C₃A y de álcalis. ^{13.96}

Las proporciones de ggbs y de cemento portland tienen influencia en el desarrollo de resistencia del concreto resultante. Para la resistencia más alta que el término medio, las proporciones son aproximadamente 1:1, o sea, un contenido de 50 por ciento de ggbs en el material cementante; ^{13.123} la resistencia temprana es inevitablemente más baja que con el mismo contenido de material cementante que está compuesto sólo de cemento portland. Sin embargo, en muchas estructuras, la resistencia temprana no es importante. En la figura 13.4, se muestra un ejemplo del desarrollo de resistencia de morteros que contienen proporciones variables de ggbs, lo cual sugiere un contenido óptimo de ggbs aproximadamente 50 por ciento desde el punto de vista de la resistencia. ^{13.36} Se ha informado sobre un muy buen desarrollo de resistencia de concretos que contienen de 50 a 75 por ciento de ggbs, con un contenido total de material cementante entre 300 y 420 kg/m³. ^{13.35}

Anteriormente se hizo referencia en esta sección, a los efectos benéficos de las temperaturas más altas sobre la resis-

cia del concreto que contiene ggbs. Con relación a esto, habrá que observar que las pruebas que comparan el desarrollo de resistencia de concretos con ggbs y sin ggbs, que emplean especímenes curados en condiciones normales de temperatura, pueden dar una idea incorrecta. En los miembros estructurales reales, es probable que la temperatura se eleve a consecuencia de la hidratación inicial del ce-

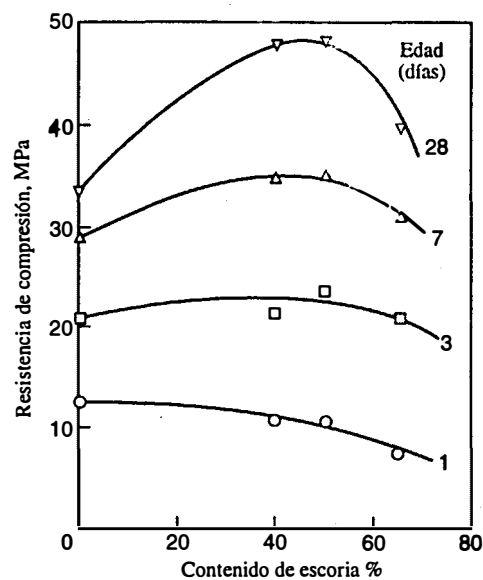


Figura 13.4 Influencia del contenido de ggbs en el material cementante total (por masa) sobre la resistencia del mortero a varias edades. ^{13.36}

mento portland, de manera que el desarrollo de resistencia sería más grande que en especímenes de prueba normales. ^{13.69}

El curado húmedo prolongado del concreto que contiene ggbs es particularmente importante porque la baja razón inicial de hidratación da por resultado un sistema de poros capilares que permite la pérdida de agua en condiciones de secado. Si esto sucede, no puede ocurrir hidratación continua. Las recomendaciones japonesas para curado pueden ser de interés; éstas se muestran en la tabla 13.2.

La incorporación de ggbs en el concreto no altera en forma importante las relaciones comunes entre resistencia a la compresión y resistencia a la flexión o entre la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad. ^{13.42} Se ha informado sobre diferencias ocasionales, pero la suposición de alguna relación especial debe basarse en pruebas. La contracción del concreto que contiene ggbs se incrementa inicialmente ^{13.123} pero, por lo regular, la contracción y la fluencia no son afectadas adversamente por el uso de ggbs. ^{13.42}

Un comentario sobre el color del concreto que contiene ggbs puede ser de interés. La ggbs misma es de color más claro que el cemento portland, y esto se refleja en el color del concreto resultante, especialmente a un alto contenido de ggbs. Hay un efecto adicional; varios días después de la colocación, el concreto puede adquirir un matiz azulado a causa de las reacciones de sulfuro de fierro de la escoria. En el caso de oxidación subsiguiente del sulfuro, comúnmente durante un período de varias semanas, el tono azulado desaparece. Sin embargo, si el concreto es sellado temprano o permanece húmedo, la oxidación se puede evitar. ^{13.42}

Aspectos de durabilidad del concreto que contiene ggbs

Las pruebas en mortero que contiene ggbs han demostrado que su permeabilidad al agua se reduce por un factor hasta de 100. ^{13.43} Hay también una reducción muy grande de di-

fusividad en el mortero que contiene ggbs especialmente respecto a iones de cloruro. ^{13.43}

Las pruebas en concreto que contiene ggbs han confirmado buena resistencia a la penetración por iones de cloruro. ^{13.35} Daube y Bakker ^{13.126} han demostrado que, cuando el contenido de ggbs es por lo menos 60 por ciento por peso del material cementante y la relación agua/cemento es 0.50, el coeficiente de difusión del concreto expuesto a iones de cloruro es por lo menos diez veces menor que cuando el material cementante está compuesto enteramente por cemento portland.

Los efectos benéficos de la ggbs surgen de la microestructura más densa de la pasta de cemento hidratado, estando una parte más grande del espacio de poros llena con C-S-H que en la pasta hecha de cemento portland solamente.

Como un resultado de la microestructura mejorada de la pasta hidratada de una mezcla de cemento portland y ggbs, y también a causa de un bajo contenido de hidróxido de calcio, mejora la resistencia al ataque de sulfatos. Hooton y Emery ^{13.128} informaron que cemento mezclado que contiene 50 por ciento por masa de ggbs (con 7 por ciento de Al_2O_3) y el cemento portland de tipo I (con un contenido de C_3A de 12 por ciento) exhiben la misma resistencia a los sulfatos que el cemento (tipo V) resistente a sulfatos cuando se prueba en un mortero. Para ser efectivo, el contenido de ggbs debe ser por lo menos de 50 por ciento por masa del material cementante total, y preferiblemente de 60 a 70 por ciento.

La muy baja permeabilidad del concreto que contiene ggbs es efectiva también para controlar la reacción álcali-sílice: la movilidad de los álcalis se reduce grandemente. Este efecto es complementado por la incorporación de los álcalis en los productos de reacción de la ggbs, especialmente a temperaturas más altas. ^{13.36} Son de gran importancia los efectos benéficos de la ggbs cuando se la emplea en conjunción con agregados silíceos en los que se sospecha de reactividad de álcalis o con cemento portland con un contenido de álcalis hasta de 1.0 por ciento.

Tabla 13.2 Recomendaciones japonesas para curado húmedo de concreto que contiene diferentes porcentajes (por masa de material cementante total) de escoria de alto horno granulada y molida. ^{13.42}

Temperatura del aire, °C	Período mínimo de curado húmedo (días) a un contenido de ggbs de (%)		
	30 a 50	40 a 55	55 a 70
≥ 17	5	6	7
10 a 17	7	8	9
5 a 10	9	10	11

La situación con respecto a congelación y deshielo es diferente. El concreto de proporciones adecuadas de mezcla que contiene ggbs tiene la misma resistencia a la congelación y deshielo que el concreto hecho con cemento portland solamente. Sin embargo, la inclusión de ggbs en concreto con aire incluido no tiene efectos benéficos.^{13.32, 13.123}

En vista de la influencia benéfica de la ggbs sobre la permeabilidad del concreto resultante, no está claro por qué la inclusión de ggbs en el concreto no mejora su resistencia a la congelación y deshielo de una manera similar a los efectos benéficos de una menor relación agua/cemento. Con relación a esto, es importante observar que, para concreto expuesto a agentes descongelantes, el ACI 318-95^{13.116} impone un límite sobre el contenido de ggbs de 50 por ciento del material cementante total. Cuando están incluidas en la mezcla tanto ggbs como ceniza volante, la masa de estos materiales se limita a 50 por ciento de la masa total del material cementante; el límite de 25 por ciento en ceniza volante sola (véase la página 518) se aplica también cuando se emplea con ggbs.

Se deberá señalar que, para alcanzar la misma resistencia a la congelación y deshielo con ggbs en la mezcla que presenta el concreto hecho con cemento portland solamente, es esencial el curado húmedo prolongado antes de la exposición a congelación y deshielo.

Virtanen^{13.37} ha informado de un efecto benéfico de la inclusión de ggbs en la mezcla sobre la resistencia del concreto a la escamación con sal descongelante, pero esto no se ha confirmado.

Con respecto a la carbonatación, los efectos de la ggbs son de dos clases. A causa de la pequeña cantidad de hidróxido de calcio presente en la pasta de cemento hidratado, el dióxido de carbono no llega a fijarse cerca de la superficie del concreto de manera que no hay formación de tapones de poros de carbonato de calcio. Consecuentemente, a edades tempranas, la profundidad de carbonatación es significativamente más grande que en el concreto que contiene cemento portland solamente.^{13.34} Por otra parte, la baja permeabilidad del concreto bien curado que contiene ggbs evita un incremento continuo de la profundidad de carbonatación.^{13.37, 13.43} Por esta razón, excepto cuando el contenido de ggbs es muy alto, no aumenta el riesgo de corrosión del refuerzo de acero a través de una reducción en la alcalinidad de la pasta de cemento hidratado y la despasivación del acero.^{13.32}

Concreto que contiene humo de sílice

Las propiedades físicas del humo de sílice se describieron en el capítulo 2. El uso de este material cementante conti-

núa en aumento a pesar de su costo relativamente alto. El humo de sílice es particularmente apreciado al hacer concreto de alto desempeño, el cual se analizará más tarde en este capítulo. En la sección presente, se considerarán las características generales del empleo de humo de sílice. Debe señalarse que no existe norma británica sobre humo de sílice y que el ACI está todavía preparando las normas de orientación sobre el tema.

La reactividad muy alta del humo de sílice con el hidróxido de calcio producido por la hidratación del cemento portland se mencionó en el capítulo 2. Por causa de esta reactividad, es posible emplear humo de sílice como un reemplazo para una porción pequeña de cemento portland. Esto se hace sobre la base de una parte de humo de sílice en lugar de cuatro ó hasta cinco partes de cemento portland por masa; se emplea un máximo de 3 a 5 por ciento de humo de sílice.^{13.40} Al utilizar este enfoque para concretos de resistencia baja y mediana, no se afecta la resistencia por el reemplazo del humo de sílice. Puesto que, en tales concretos, la relación agua/cemento es alta o media, no es necesario el uso de superfluidificantes. Los beneficios adicionales del reemplazo por humo de sílice son: sangrado reducido y mayor cohesión de la mezcla. Sin embargo, tal uso del humo de sílice se limita a ciertas áreas geográficas con un abastecimiento local abundante de humo de sílice que se puede usar en la forma de baja densidad aparente (véase la página 60).

Con mucho, el uso del humo de sílice tiene el propósito de producir concreto con mayores propiedades, principalmente alta resistencia temprana o baja permeabilidad. Los efectos benéficos del humo de sílice no se limitan a su reacción puzolánica: hay también un efecto físico de la capacidad de las partículas extremadamente finas de humo de sílice para estar localizadas en proximidad muy estrecha con las partículas de agregado; o sea, en la interface de la pasta de cemento y el agregado. Se sabe que esta zona es una fuente de debilidad en el concreto, la razón es el efecto pared, que impide que las partículas de cemento portland se empaquen estrechamente contra la superficie del agregado. Tal empaque lo logran las partículas de humo de sílice, que son, comúnmente, cien veces más pequeñas que las partículas de cemento. Un factor que contribuye es el hecho de que el humo de sílice, a causa de su alta finura, reduce el sangrado de modo que no hay agua de sangrado atrapada debajo de las partículas de agregado grueso. En consecuencia, se reduce la porosidad en la zona de la interface, en comparación con una mezcla que no contiene humo de sílice. La reacción química subsiguiente del humo de sílice da por resultado una porosidad todavía más baja en la zona de la interface que, en consecuencia, ya no es particularmente débil, ya sea en términos de resistencia o de permeabilidad.

El argumento anterior explica por qué un contenido demasiado bajo de humo de sílice, digamos abajo de 5 por ciento de la masa total de material cementante, no conduce a una resistencia alta del concreto: el volumen de humo de sílice es inadecuado para cubrir la superficie de todas las partículas de agregado grueso. Es también evidente que un volumen grande de humo de sílice sólo es marginalmente más benéfico que aproximadamente 10 por ciento, debido a que el exceso de humo de sílice no se puede localizar en la superficie del agregado. Es útil señalar que el efecto benéfico de cambios en la pasta de cemento endurecido en la zona de la interface no puede existir en la pasta de cemento neta porque, en la ausencia de agregado, no hay zona de interface; esto lo confirmaron Scrivener y otros.^{13.5}

Influencia del humo de sílice sobre las propiedades del concreto fresco

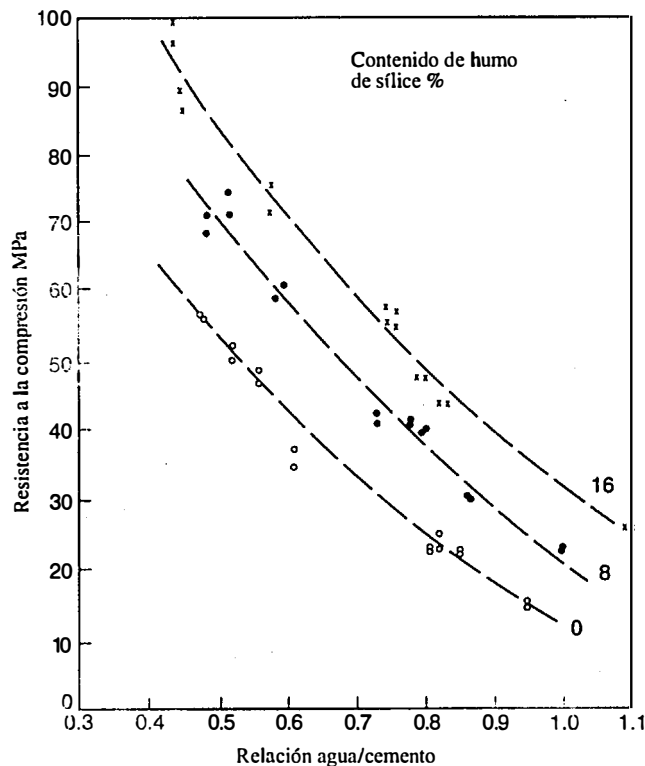
Es esencial que el humo de sílice se disperse perfecta y uniformemente en la mezcla. Por esta razón, el tiempo de mezclado se deberá extender, y especialmente con humo de sílice en la forma densificada de microesferas. La secuencia

de los materiales que se introducen en la mezcladora es importante y se establece mejor por medio de pruebas.

La gran área superficial de las partículas de humo de sílice, que se tiene que humedecer, aumenta la demanda de agua, de modo que, en las mezclas con una baja relación agua/cemento, es necesario emplear un superfluidificante. De esta manera, es posible mantener tanto la relación requerida agua/cemento como la trabajabilidad necesaria.

La eficacia de los superfluidificantes aumenta por la presencia del humo de sílice. Por ejemplo, en mezclas con un revenimiento de 120 mm, se halló que una dosis dada de superfluidificante redujo la demanda de agua en 10 kg/m^3 en un concreto hecho solamente de cemento portland. La misma dosis mantuvo el revenimiento cuando el contenido de humo de sílice fue de 10 por ciento por masa de material cementante. Sin el superfluidificante, la demanda de agua a causa de la inclusión de humo de sílice en la mezcla^{13.122} se habría elevado en 40 kg/m^3 . Por lo tanto, se puede ver que el uso tanto de humo de sílice como de un superfluidificante conveniente es benéfico y hace posible emplear bajas relaciones agua/cemento a una trabajabilidad dada.^{13.39} La relación agua/cemento más baja da por resultado un au-

Figura 13.5 Relación entre la resistencia a la compresión (medida en cubos de 100 mm) y la relación agua/cemento para concretos con diferentes contenidos de humo de sílice (por masa de material cementante total).^{13.62}



mento de resistencia mayor que el que se esperaría solamente de la acción puzolánica del humo de sílice. Sin embargo, en términos relativos, el efecto de la relación agua/cemento más baja sobre la resistencia es menor que el efecto directo global del humo de sílice.^{13.5}

En esta etapa, puede ser útil observar que el modelo de la relación entre la resistencia a la compresión y la relación agua/material cementante es la misma para concretos con humo de sílice y sin humo de sílice pero, a la misma relación, el concreto con humo de sílice tiene una resistencia más alta. En la figura 13.5, se muestran ejemplos de la relación entre la resistencia a la compresión de 28 días de cubos de 100 mm y la relación agua/material cementante para concretos con 8 y 16 por ciento por masa de humo de sílice del material cementante total. La misma figura también muestra la relación para concreto que contiene solamente cemento portland.^{13.62}

La presencia de humo de sílice afecta en forma importante las propiedades del concreto fresco. La mezcla es altamente cohesiva y, en consecuencia, hay muy poco sangrado, o ninguno. La reducción de sangrado puede conducir a agrietamiento con contracción plástica en condiciones de secado, a menos que se tomen medidas preventivas. Por otro lado, no se tienen vacíos por agua de sangrado.

El carácter cohesivo de la mezcla afecta el revenimiento de manera que, para que las dos mezclas sean igualmente capaces de compactación, la mezcla con humo de sílice necesita un revenimiento de 25 a 50 mm mayor que una mezcla que contiene solamente cemento portland.^{13.55, 13.57} Las mezclas con un contenido muy alto de material cementante tienden a ser "pegajosas" y no permiten fácilmente levantar el cono de revenimiento. Por lo tanto, se ha sugerido que la prueba de revenimiento es inapropiada y que es preferible la prueba de flujo.^{13.38} No se deberá interpretar mal la naturaleza "pegajosa": tan pronto como se aplica la vibración, la mezcla se vuelve "móvil". Sin embargo, para evitar una mezcla excesivamente pegajosa, se recomienda^{13.99} que el contenido de agua no sea menor de 150 kg/m³ cuando el agregado es de forma angular, y no menor que 130 kg/m³ cuando se emplea agregado fino redondeado.

La calidad cohesiva del concreto que contiene humo de sílice lo hace satisfactorio para bombeo y para hacer concreto bajo el agua, y también para su empleo como concreto fluido^{13.55} (véase la página 177). El aire incluido permanece estable,^{13.57} pero se requiere un incremento en la dosis del aditivo inclusor de aire a causa de la alta finura del humo de sílice. Además, existen problemas en la obtención de un sistema de vacíos de aire conveniente cuando se utilizan superfluidificantes (lo cual usualmente es el caso con las mezclas con humo de sílice).

No hay informes de incompatibilidad del humo de sílice con los aditivos en general. Es útil observar que el efecto retardante de los aditivos a base de lignosulfonatos es menor cuando el humo de sílice está presente en la mezcla. Consecuentemente, se pueden utilizar dosis más grandes de estos aditivos sin causar un retraso excesivo.^{13.55}

Hidratación y desarrollo de resistencia del sistema de cemento portland-humo de sílice

Además de la reacción puzolánica entre el sílice amorfo del humo de sílice y el hidróxido de calcio producido por la hidratación del cemento portland, el humo de sílice contribuye al progreso de la hidratación del último material. Esta contribución surge de la finura extrema de las partículas de humo de sílice las cuales proveen sitios de nucleación para el hidróxido de calcio. Así, ocurre desarrollo temprano de resistencia.

El humo de sílice se disuelve en una solución saturada de hidróxido de calcio en unos pocos minutos.^{13.9} Por lo tanto, tan pronto como el cemento portland se ha hidratado para dar por resultado la saturación del agua de poros con hidróxido de calcio, se forma hidrato de silicato de calcio sobre la superficie de las partículas de humo de sílice. Esta reacción prosigue, inicialmente, a una rapidez alta. Por ejemplo, cuando la masa del humo de sílice era 10 por ciento de la masa total del material cementante, se observó la reacción de la mitad del humo de sílice en un día, y los dos tercios durante los primeros tres días. Sin embargo, la reacción subsiguiente fue muy lenta, y solamente se hidrataron tres cuartos del sílice en 90 días.^{13.8}

La aceleración del proceso de hidratación por el humo de sílice ocurre también cuando, además del cemento portland, la ggbS está presente en la mezcla.^{13.46}

Una consecuencia de la rapidez de las reacciones tempranas en concretos que contienen humo de sílice es que el desarrollo de calor de hidratación en tales concretos puede ser tan alto como cuando se emplea solo cemento portland (tipo III) de endurecimiento rápido.^{13.9}

El comportamiento del concreto con humo de sílice más allá de la edad de aproximadamente tres meses depende de las condiciones de humedad en las cuales se almacena el concreto. Hasta la edad de tres años y medio, las pruebas demostraron un aumento pequeño de resistencia a la compresión en concretos almacenados húmedos con 10 por ciento de humo de sílice (por masa de material cementante total) y relaciones agua/cemento de 0.25, 0.30 y 0.40.^{13.58} En condiciones de almacenaje seco, se observó regresión

de resistencia, en pruebas en especímenes de laboratorio, ^{13.58} comúnmente hasta 12 por ciento abajo del valor pico de aproximadamente tres meses. Sin embargo, la resistencia del concreto que contiene humo de sílice, determinada en corazones hasta de 10 años de edad, claramente no muestra regresión en resistencia. ^{13.47} Este hallazgo es importante porque el comportamiento de los especímenes de prueba en los cuales existen gradientes de humedad puede ser engañoso. ^{13.56}

El C-S-H producido por el humo de sílice tiene una relación menor de C:S que el C-S-H que resulta a partir de la hidratación del cemento portland solo. Los valores de la relación C:S de los productos de hidratación del humo de sílice se han encontrado ^{13.9} tan pequeños como 1. La relación de C:S es menor a altos contenidos de humo de sílice en el material cementante. ^{13.41}

Una consecuencia de la alta reactividad temprana del humo de sílice es que el agua de mezcla se agota rápidamente; en otras palabras, ocurre la autodesecación. ^{13.49} Al mismo tiempo, la densa microestructura de la pasta de cemento hidratado hace que sea difícil para el agua del exterior, si está disponible, penetrar hacia los restos no hidratados de partículas de cemento portland o de humo de sílice. En consecuencia, el desarrollo de resistencia cesa más temprano con cemento portland solo; En la tabla 13.3 se muestran algunos datos experimentales, ^{13.49} a partir de los cuales se puede ver que no hubo aumento en resistencia más allá de 56 días. Los datos de la tabla 13.3 se refieren a mezclas con un contenido total de material cementante de 400 kg/m³, cemento portland (tipo V) resistente a sulfatos, contenidos de humo de sílice de 10, 15 y 20 por ciento por masa de material cementante total, y una relación agua/cemento de 0.36; los especímenes de concreto se mantuvieron en condiciones húmedas.

La contribución del humo de sílice al desarrollo temprano de resistencia (hasta de casi siete días) es probablemente a través del mejoramiento de empackado, es decir, la acción como un relleno y el mejoramiento de la zona de la interfase con el agregado. ^{13.45} La adherencia de la pasta de cemento hidratado con el agregado, especialmente las partículas grandes, se mejora notablemente, ^{13.50} permitiendo al agregado participar mejor en transferencia de esfuerzo. Se han adelantado algunos argumentos contrarios respecto a la función del humo de sílice, ^{13.44} pero ellos son apropiados para reflejar condiciones de prueba específicas más bien que comportamiento intrínseco.

La contribución de una cantidad dada de humo de sílice a la resistencia del concreto resulta de los efectos del empackado y de la interfase, debería permanecer constante con el tiempo. Esto es distinto del efecto de la actividad puzolánica que

Tabla 13.3 Desarrollo de resistencia de cilindros de prueba de concretos que contienen humo de sílice. ^{13.49}

Edad	Resistencia a la compresión, Mpa de mezclas con un contenido de humo de sílice del porciento			
	0	10	15	20
1 día	26	25	28	27
7 días	45	60	63	65
28 días	56	71	75	74
56 días	64	74	76	73
91 días	63	78	73	74
182 días	73	73	71	78
1 año	79	77	70	80
2 años	86	82	71	82
3 años	88	90	85	88
5 años	86	80	67	70

continúa ocurriendo. En realidad, a un contenido fijo de humo de sílice, se encontró que el aumento de la resistencia del concreto entre 7 y 28 días era independiente del valor de la resistencia de 7 días. ^{13.59} La contribución del humo de sílice a la resistencia a, digamos, 28 días, sin embargo, deberá aumentar con un aumento en el contenido de humo de sílice de la mezcla (hasta cierto límite).

Se halló que éste era el caso para concretos con resistencias de 28 días entre aproximadamente 20 y 80 MPa: el aumento de resistencia fue de 7 MPa para un contenido de 10 por

Tabla 13.4 Características de poros de morteros que contienen cemento resistente a sulfatos y humo de sílice. ^{13.49}

Período de curado húmedo (días)	Porosidad total, por ciento en mezclas con un contenido de humo de sílice de (%)			
	0	10	15	20
7	16.0	14.3	13.7	13.0
28	14.7	13.4	12.9	11.7
9	14.3	13.3	11.7	10.6
182	10.8	10.8	9.6	8.6
365	10.7	9.5	10.5	9.1
	Volumen de poros con un diámetro mayor de 0.05 μ m, (%)			
	0	10	15	20
7	8.5	3.0	2.7	2.0
28	6.3	2.8	2.2	2.3
91	7.5	2.8	1.8	1.7
182	5.3	3.2	2.4	2.3
365	5.1	2.1	2.5	2.0

ciento, y de 16 MPa para un contenido de 20 por ciento de humo de sílice.^{13.59}

La relación entre el contenido de humo de sílice de la mezcla y la resistencia resultante, que se acaba de mencionar, ha animado numerosos intentos de idear un así llamado factor de eficiencia de humo de sílice. Otros factores de eficiencia se han derivado en cuanto a otras propiedades del concreto hecho con humo de sílice, tal como la permeabilidad.^{13.55} Los varios factores difieren uno de otro. Por esta razón, y también porque los efectos del humo de sílice reciben influencia de las propiedades del cemento portland utilizado, no se considera que el enfoque del "factor de eficiencia" tenga suficiente validez.

La continua acción puzolánica del humo de sílice da por resultado una reducción en el tamaño de poros de la pasta de cemento hidratado. Los datos de pruebas que demuestran la existencia de poros muy pequeños en la pasta hidratada de cemento resistente a sulfatos (tipo V) y humo de sílice se muestran en la tabla 13.4; se usó porosimetría de intrusión de mercurio. La misma tabla muestra que la reducción de porosidad total de pastas de cemento hidratado que contienen humo de sílice es pequeña, comparada con una pasta hecha solamente con un cemento resistente a sulfatos (tipo V).^{13.49} Así, se puede ver que el efecto principal del humo de sílice es reducir la permeabilidad de la pasta de cemento hidratado, pero no necesariamente su porosidad total. Aunque la presencia del humo de sílice, que representa 10 por ciento por peso del material cementante total tiene un gran efecto sobre el sistema de poros, el aumentar todavía más el contenido de humo de sílice en el material cementante conduce sólo a un cambio pequeño. Esto está de acuerdo con las observaciones primeras (véase la página 468) en el sentido de que no hay efecto benéfico derivado de la presencia de partículas de humo de sílice que excedan las requeridas para cubrir la superficie del agregado y para rellenar el espacio entre las partículas del cemento portland.

Al igual que las reacciones puzolánicas, el curado húmedo prolongado del concreto que contiene humo de sílice es necesario, especialmente a causa de su contribución a la resistencia entre las edades de 3 y 28 días.^{13.55} Sorprendentemente, las pruebas en mortero que contiene humo de sílice han demostrado que los efectos benéficos de un curado húmedo prolongado sobre la resistencia a la flexión son mucho menores que sobre la resistencia a la compresión.^{13.89} No se tiene disponible la confirmación, o no, de un comportamiento similar en el concreto. Diferencias de curado aparte, la relación entre la resistencia a la tensión y a la flexión y la resistencia a la compresión no es afectada por la presencia de humo de sílice en el concreto.^{13.55, 13.99}

El módulo de elasticidad del concreto que contiene humo de sílice es algo más alto que el de concretos de resistencia similar hechos solamente con cemento portland.^{13.55} Se ha informado que el concreto que contiene humo de sílice es más frágil, pero esto no se ha confirmado.^{13.55}

Durabilidad del concreto que contiene humo de sílice

En la sección precedente, discutimos la importancia del curado adecuado del concreto que contiene humo de sílice desde el punto de vista de las reacciones de hidratación. Hasta donde corresponde a la durabilidad, deberemos observar una consecuencia, a mayor hidratación en progreso se tiene menor permeabilidad; como ya se mencionó, el curado adecuado tiene importancia particular. Generalmente, para concretos de igual resistencia, la reducción de permeabilidad a causa de un período de curado más largo es mayor en concreto que contiene humo de sílice que en el concreto de solamente cemento portland.^{13.127}

El período de curado mínimo deseable depende, entre otras cosas, de la temperatura, la cual en el campo puede estar sujeta a variación considerable. La temperatura baja hace más lentas las reacciones de hidratación que implica el humo de sílice aun más que en el caso de concretos de sólo cemento portland.^{13.55} Sin embargo, en el caso de una elevación posterior de la temperatura, ocurren las reacciones comunes;^{13.121} y el efecto acelerante de una temperatura más alta es mayor que en el caso de cemento portland solo.^{13.55} También, los efectos dañinos de una temperatura más alta sobre la estructura de poros son más pequeños en presencia de humo de sílice.^{13.127}

Es importante observar que la carbonatación es afectada particularmente de manera adversa por el curado inadecuado.^{13.55}

La influencia del humo de sílice sobre la permeabilidad del concreto es más grande que la que indican pruebas en pasta de cemento hidratado porque, en el primer caso, el humo de sílice reduce la permeabilidad de la zona de transición alrededor de las partículas de agregado, así como la permeabilidad de la pasta base.^{13.57} La influencia del humo de sílice sobre la permeabilidad del concreto es muy grande: Khayat y Aitcin^{13.57} informaron que un contenido de 5 por ciento de humo de sílice reduce el coeficiente de permeabilidad en tres ordenes de magnitud.

Así, en términos relativos, la influencia del humo de sílice sobre la permeabilidad es mayor que sobre la resistencia a la compresión.

Una consecuencia de la menor permeabilidad es una mayor resistencia al ingreso de iones de cloruro. Aun utilizando cementos portland con contenidos de C_3A hasta de 14 por ciento (véase la página 471), la presencia de 5 a 10 por ciento de humo de sílice en el material cementante total hace mucho más lento el ingreso de iones de cloruro dentro del concreto.^{13.48, 13.138} El ACI 318-95^{13.116} limita el contenido de humo de sílice a 10 por ciento cuando el concreto va a estar expuesto a agentes para descongelar. La reducción en la difusividad de cloruros a causa de la presencia de humo de sílice en la pasta de cemento hidratado es más grande a relaciones agua/material cementante mayores de 0.4 que a valores extremadamente bajos de la relación agua/material cementante;^{13.51} en el último caso, la pasta de cemento hidratado tiene una difusividad muy baja, aun sin humo de sílice.

La resistencia a los sulfatos del concreto que contiene humo de sílice es buena, en parte parcialmente a causa de una permeabilidad menor, y en parte como consecuencia de un contenido pequeño de hidróxido de calcio y de alúmina, los cuales han llegado a incorporarse en C-S-H. Las pruebas en mortero han demostrado también el efecto benéfico del humo de sílice sobre la resistencia a soluciones de cloruros de magnesio, de sodio, y de calcio.^{13.52} La función de las puzolanas en el control de la reacción expansiva álcali-sílice se analizó en la página 520. El humo de sílice es particularmente efectivo a este respecto.^{13.53} Se puede agregar que una consecuencia de la relación más baja de C:S de los productos de reacción del humo de sílice es aumentar la capacidad de estos productos para incorporar iones tales como los álcalis o aluminio.^{13.55}

Con respecto a la resistencia a la congelación y deshielo, algunos investigadores^{13.61} informaron acerca de una mala resistencia del concreto con aire incluido que contiene humo de sílice en comparación con el concreto de sólo cemento portland. Una posible explicación es que, con un contenido adecuado de aire incluido, el concreto que contiene humo de sílice tenía un factor más grande de separación de vacíos de aire y, al mismo tiempo, la estructura densa de la pasta de cemento hidratado impedía el movimiento del agua. Por otro lado, otros investigadores^{13.60} hallaron una buena resistencia a la congelación y deshielo de concretos que contienen humo de sílice, y también a la escamación por agentes descongelantes. La experiencia con estructuras *in situ* dio resultados variables.^{13.37}

La resolución de este conflicto en los informes sobre el comportamiento requería un conocimiento detallado de los procedimientos de prueba empleados, incluidas la madurez y la condición de humedad de los concretos en el

tiempo de la prueba. En realidad, la influencia del humo de sílice sobre la resistencia a la congelación y deshielo es compleja. Después de un período de curado húmedo, el tamaño de poros de la pasta de cemento hidratado se vuelve más pequeño (véase la página 459); en consecuencia, la temperatura de congelación del agua de poros se reduce (véase la página 375). En el interior del concreto, es probable que la autodesecación haya reducido el contenido de agua abajo del nivel crítico de saturación, de manera que la congelación no causaría daño. El sistema de poros finos también hace difícil que el concreto se vuelva a saturar después del secado.^{13.88} Por otro lado, una pasta densa con una permeabilidad muy baja no permite un movimiento suficientemente rápido de agua hacia afuera de los poros sujetos a congelación y hacia adentro de un vacío de aire. Así, la congelación rápida conduciría al daño.^{13.57}

El análisis precedente muestra que no son posibles las generalizaciones alrededor de la influencia del humo de sílice sobre la resistencia del concreto a la congelación y deshielo, y aun más a la escamación por agentes descongelantes: mucho depende del concreto particular empleado, de su tratamiento antes de congelación y deshielo, y de la rapidez de los cambios de temperatura. Por lo tanto, no es sorprendente que muchas publicaciones presenten resultados incompatibles, y sería de poco valor revisarlas en este libro. Para propósitos prácticos, la única conclusión que se puede sacar es que se necesita probar todo el concreto que se propone utilizar, y los resultados de la prueba se han de interpretar a la luz de las condiciones esperadas de exposición.

Puesto que el humo de sílice reduce el contenido de álcalis del agua de poros, el pH del agua de poros llega a disminuir. Las pruebas en pastas de cemento maduras hechas con cemento portland con una alcalinidad muy alta (pH de 13.9) han mostrado una reducción del valor del pH causada por la inclusión en la mezcla de 10 por ciento de humo de sílice hasta ser 0.5; 20 por ciento de humo de sílice redujo el valor del pH en 1.0.^{13.139} Aun con la última reducción mencionada, el valor del pH fue 12.9. Havdahl y Justnes^{13.129} confirmaron que el pH queda arriba de 12.5. Así, la alcalinidad es adecuadamente alta para la protección al acero de refuerzo contra la corrosión.^{13.55}

La presencia de humo de sílice en el concreto tiene una influencia benéfica sobre la resistencia a la abrasión, porque en ausencia de sangrado, no se forma ninguna capa superior débil y también debido a una mejor adherencia entre la pasta del cemento hidratado y el agregado grueso; por lo tanto, no ocurre desgaste diferencial ni aflojamiento de partículas.^{13.57}

La contracción del concreto que contiene humo de sílice es un poco mayor, comúnmente 15 por ciento, que la del concreto solamente de cemento portland.^{13.49}

El color más oscuro de los humos de sílice se mencionó en la página 87. Este influye en el color del concreto resultante. Sin embargo, el color se vuelve más claro después de pocas semanas, pero las razones para esto no son evidentes.^{13.55}

Concreto de alto desempeño

El concreto de alto desempeño no es un material revolucionario, ni contiene ingredientes que no se utilicen en el concreto considerado hasta ahora. Más bien, el concreto de alto desempeño es un desarrollo de los concretos estudiados en las últimas secciones.

El mismo nombre "concreto de alto desempeño" sabe a publicidad de un producto con pretensiones distintas. Un nombre anterior era "concreto de alta resistencia" pero, en muchos casos, la alta durabilidad es la propiedad requerida, aunque, en otros, es la alta resistencia, ya sea muy temprana, o a 28 días, o posterior. En algunas aplicaciones, la propiedad buscada es un alto módulo de elasticidad.

Con respecto a la resistencia, deberémos observar que el significado del término "alta resistencia" ha cambiado en forma importante a través de los años: en un tiempo, 40 MPa se consideraba alta; más tarde, 60 MPa llegó a considerarse concreto de alta resistencia. En este libro, el alto desempeño en función de resistencia se tomará como una resistencia a la compresión que excede de 80 MPa. De paso, se puede decir que, a estas altas resistencias, la diferencia entre resultados de pruebas en cubos y en cilindros es mínima, de manera que, excepto para propósitos de cumplimiento, la distinción entre los dos tipos de especímenes de prueba es de poca importancia. La prueba de concreto de alto desempeño se analiza en la página 479.

Un comentario más acerca de la nomenclatura puede ser pertinente. En algunas publicaciones, se introduce una subdivisión del concreto de alto desempeño en clases de acuerdo con resistencia y se emplean términos tales como "concreto de muy alto desempeño". Esto no parece ser un enfoque racional para un material con una graduación continua de propiedades y sin discontinuidades en los ingredientes.

El concreto de alto desempeño contiene los siguientes ingredientes: agregado común, aunque de buena calidad; cemento portland ordinario (tipo I) -aunque se puede emplear cemento portland de endurecimiento rápido (tipo III) cuando se requiere alta resistencia temprana- a un

contenido muy alto, 450 a 550 kg/m³; humo de sílice, generalmente de 5 a 15 por ciento por masa del material cementante total; algunas veces, otros materiales cementantes tales como ceniza volante o escoria granulada y molida de alto horno; y siempre un superfluidificante. La dosificación del superfluidificante es alta: de 5 a 15 litros por metro cúbico de concreto, lo que depende del contenido de sólidos de superfluidificante, así como de su naturaleza. Tal dosificación permite una reducción del contenido de agua de poco más o menos 45 a 75 kg/m³ de concreto.^{13.79} También puede haber otros aditivos presentes, pero los polímeros, sustancias epóxicas, fibras y agregados procesados tales como la bauxita calcinada se excluyen de la consideración en este libro. Es esencial que el concreto de alto desempeño sea capaz de ser colocado en la estructura por métodos convencionales y curado de la manera usual, aunque se requiere particularmente el buen curado húmedo. Lo que hace de alto desempeño al concreto es una relación agua/cemento muy baja: siempre menor de 0.35, con frecuencia casi 0.25, y, ocasionalmente, hasta 0.20.

La exposición anterior pone en claro que lo que se dijo antes en este capítulo respecto a las propiedades del concreto que contiene humo de sílice y un superfluidificante se aplica al concreto de alto desempeño, pero a causa de la muy baja relación agua/cemento en el último, estas propiedades se acentúan. En verdad, se puede decir del concreto de alto desempeño que es un desarrollo lógico del concreto que contiene humo de sílice y un superfluidificante.

Para dar un ejemplo, es posible producir una mezcla con un revenimiento de 18 a 20 cm a una relación agua/cemento entre 0.2 y 0.3; así, el contenido de agua es de 130 a 140 kg/m³ de concreto, en comparación con una mezcla sin inclusión de aire del concreto ordinario con un revenimiento de 10 a 12 cm.

Se mencionó que concreto de alto desempeño quiere decir concreto con una alta resistencia o una baja permeabilidad. Las dos propiedades, aunque no necesariamente concomitantes, se enlazan una con la otra porque la alta resistencia requiere un bajo volumen de poros, especialmente de los poros capilares mayores. La única manera de que la mezcla tenga un volumen bajo de poros es que contenga una distribución de partículas hasta el tamaño más fino: esto se logra por el empleo de humo de sílice, el cual llena los espacios entre las partículas de cemento y entre el agregado y las partículas de cemento.

Sin embargo, la mezcla debe ser suficientemente trabajable para que los sólidos se dispersen de tal manera que se logre el empaquetado denso, lo cual requiere la defloculación de las

partículas de cemento. Esto se logra mediante el uso de un superfluidificante a una dosificación alta. El superfluidificante debe ser efectivo con el cemento portland dado, es decir, los dos materiales deben ser compatibles.

Cuando se satisfacen las condiciones anteriores, se obtiene el concreto de alto desempeño. El concreto es muy denso, tiene un volumen mínimo de poros capilares, y estos poros llegan a segmentarse en el curado. Al mismo tiempo, una proporción importante del cemento portland permanece sin hidratar, aun cuando el concreto esté en contacto con agua pues el agua no puede penetrar a través del sistema de poros como para alcanzar los restos sin hidratar del cemento portland. Estos restos se pueden considerar como partículas muy finas de "agregado" las cuales están extremadamente bien adheridas a los productos de hidratación.

Propiedades del agregado en el concreto de alto desempeño

Aunque se utilizan agregados comunes al hacer concreto de alto desempeño, en concretos de muy alta resistencia, la resistencia de las partículas mismas de agregado grueso puede ser crítica. En consecuencia la resistencia de la roca madre es importante, pero la resistencia de adherencia de las partículas de agregado puede también ser un factor limitante.^{13.91} Se han observado que las características mineralógicas del agregado grueso influyen en la resistencia del concreto resultante, pero no se cuenta con ninguna norma de orientación simple sobre la selección del agregado.^{13.64}

El criterio de la resistencia del agregado es válido cuando se requiere una alta resistencia a largo plazo del concreto. Sin embargo, si la propiedad deseada del concreto de alto desempeño es una alta resistencia a una edad muy temprana (digamos, 40 MPa a dos días) pero no es necesaria una resistencia más alta a largo plazo, entonces la resistencia de las partículas de agregado no tiene importancia.

Sin embargo, generalmente se debe usar agregado de buena calidad. Para asegurar buena adherencia entre las partículas de agregado grueso y la matriz, estas partículas deberán ser aproximadamente equidimensionales.^{13.78} Habrá que recordar que la forma de las partículas trituradas depende, además del tipo de roca madre y su yacimiento, también del método de trituración utilizado, las trituradoras de impacto producen generalmente pocas partículas alargadas o escamosas. La grava es satisfactoria en lo que concierne a su

forma y se puede emplear en concreto de alto desempeño,^{13.78} pero la adherencia de agregado y matriz puede ser inadecuada cuando la textura superficial de la grava es muy lisa.

La limpieza del agregado, la ausencia de polvo que se adhiere y la uniformidad de la granulometría son esenciales. La durabilidad de las partículas de agregado es vital cuando es probable que el concreto que contiene el agregado dado vaya a estar expuesto a congelación y deshielo.

El agregado fino deberá estar redondeado y clasificado uniformemente, pero más bien grueso, pues las mezclas ricas utilizadas en el concreto de alto desempeño tienen un alto contenido de partículas finas; a veces se recomienda un módulo de finura entre 2.8 y 3.2.^{13.131} Sin embargo, la experiencia con concreto de alto desempeño en función de la variedad de agregados empleados, tanto finos como gruesos, se limita a sólo unas pocas áreas geográficas de modo que no se cuenta con generalizaciones.

Habría que hacer un comentario más respecto al sistema de partículas sólidas de la mezcla. En el extremo grueso, las partículas grandes de agregado son indeseables porque introducen una heterogeneidad en el sistema por cuanto, en la interface, puede haber una incompatibilidad entre el agregado y la pasta circundante de cemento hidratado en términos del módulo de elasticidad, relación de Poisson, contracción, fluencia y propiedades térmicas. Esta incompatibilidad puede conducir a más microagrietamiento que cuando el tamaño máximo del agregado es menor de 10 ó 12 mm (3/8 ó 1/2 pulg.). Aunque un menor tamaño máximo de agregado conduce a una demanda de agua más alta, esto no tiene importancia cuando la dosificación del superfluidificante es alta para que el contenido de agua de la mezcla sea bajo.

La mayor área superficial total más grande del agregado con un menor tamaño máximo también significa que el esfuerzo de adherencia es menor de modo que no ocurre falla de adherencia. Consecuentemente, en pruebas de compresión, la falla ocurre a través de las partículas de agregado grueso, así como a través de la pasta de cemento hidratado.

El desarrollo de grietas a través de las partículas de agregado grueso se observó también en pruebas de flexión en concreto de alto desempeño.^{13.70} Este comportamiento significa que la resistencia a la adherencia no es inferior a la resistencia a la tensión del agregado.

No se ha establecido la influencia del módulo de elasticidad del agregado grueso sobre la resistencia del concreto de alto

desempeño, pero es discutible que, a causa del comportamiento monolítico del concreto, el agregado con un bajo módulo de elasticidad (es decir, un módulo no muy diferente del módulo de elasticidad de la pasta de cemento hidratado) conduzca a esfuerzos de adherencia más bajos con la matriz. Esto puede ser benéfico con respecto al concreto de alto desempeño.

Aspectos del concreto de alto desempeño en el estado fresco

Las proporciones particulares de los ingredientes del concreto de alto desempeño, a saber, el muy alto contenido de cemento, el muy bajo contenido de agua y la alta dosis de superfluidificante, influyen en algunos aspectos de las propiedades del concreto fresco de una manera diferente de las mezclas usuales.

Ante todo, la dosificación y el mezclado requieren cuidado especial. A causa de la importancia del mezclado perfecto,

puede ser benéfico el uso de la mezcladora a menos de su potencia nominal; una reducción de un tercio, o hasta de un medio, puede ser conveniente.^{13.98} Se requiere un tiempo de mezclado más largo que el usual para asegurar la homogeneidad de lo que es comúnmente más bien una mezcla pegajosa: se han recomendado 90 segundos,^{13.93} pero hasta períodos más largos pueden ser recomendables.

La secuencia de introducción de los ingredientes dentro de la mezcladora se establece mejor por medio de ensayos, y ello puede ser complicado. En un caso, algo de agua y la mitad de superfluidificante se introdujeron primero; luego, agregado y cemento; finalmente, el resto del agua y el superfluidificante. Con frecuencia, una parte del superfluidificante se agrega sólo inmediatamente antes de colar el concreto. Un ejemplo del efecto de la secuencia de mezclado sobre la pérdida de revenimiento del concreto con una relación agua/cemento de 0.25, mezclado durante 225 segundos, se muestra en la figura 13.6.^{13.81} Se emplearon tres secuencias:

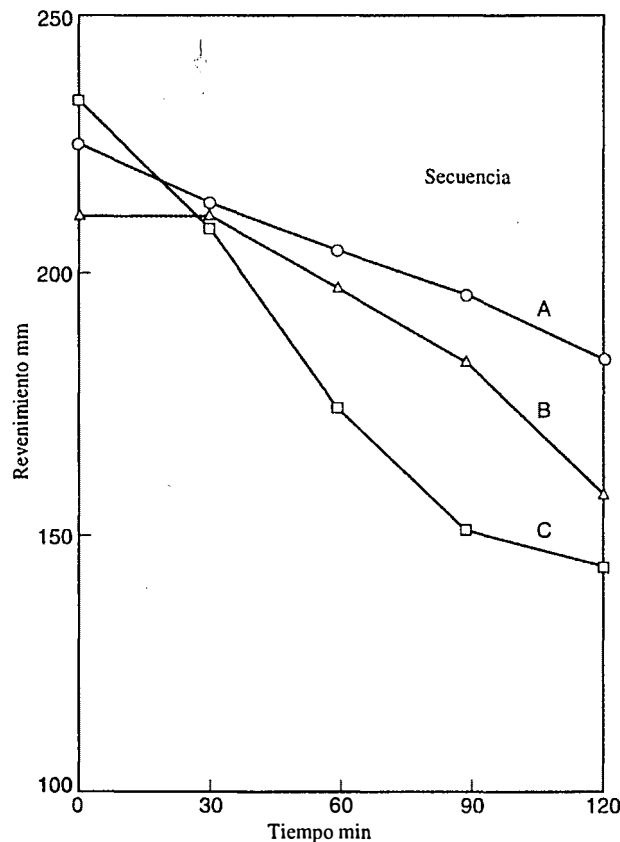


Figura 13.6 Efecto de la secuencia de carga sobre la pérdida de revenimiento con el tiempo desde el mezclado del concreto con una relación agua/cemento de 0.25 y un superfluidificante.^{13.81}

- ☐ introducción de todos los ingredientes simultáneamente;
- ☐ mezclado del cemento y el agua antes de introducir los ingredientes restantes; y
- ☐ mezclado el cemento y agregado fino antes de la introducción de los ingredientes restantes.

El primer método dio como resultado la pérdida más baja de revenimiento, pero esta observación puede no ser en términos generales válida.

Para hacer óptimo el tiempo de fraguado y el desarrollo de resistencia temprana del concreto de alto desempeño, se puede utilizar una combinación de un superfluidificante y un aditivo reductor de agua a base de lignosulfonatos o un retardador.^{13.55}

Algo del superfluidificante se puede introducir antes dentro de la mezcladora para lograr trabajabilidad adecuada en primer lugar. Tiene importancia particular la habilidad para escoger el momento oportuno de agregar la porción final del superfluidificante. Es esencial asegurar que éste no llegue a fijarse por el C₃A en el cemento portland y, consecuentemente, ya no esté disponible para mantener una alta trabajabilidad. Tal fijación ocurriría si el SO₄²⁻ que proviene del sulfato de calcio del cemento portland no se libera lo bastante rápido para reaccionar con el C₃A. Por lo tanto, es importante evitar la reacción entre el superfluidificante y el C₃A mediante el aseguramiento de una compatibilidad entre el

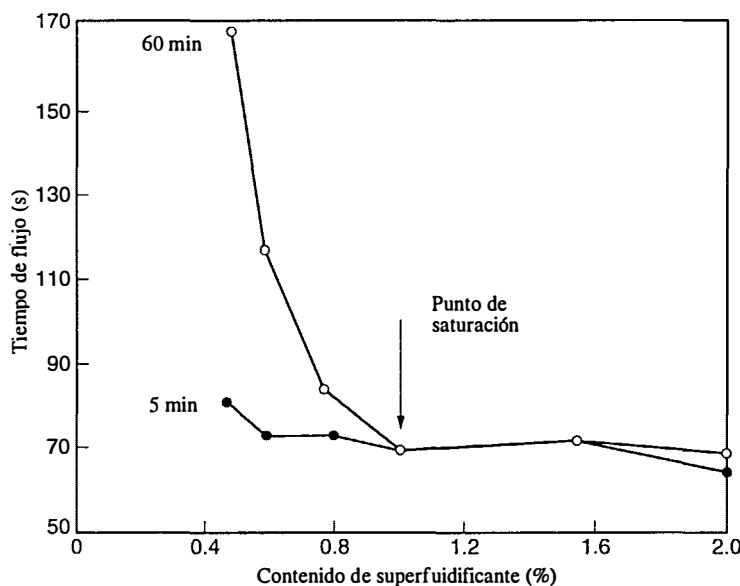
superfluidificante y el cemento portland que se va a emplear; este tema se analiza en la sección que sigue.

En esta etapa, es pertinente un comentario más. El requisito de agua es influido por el contenido de carbono del humo de sílice utilizado; un alto contenido puede ser descubierto simplemente por un color oscuro del humo de sílice.^{13.68}

Compatibilidad del cemento portland y el superfluidificante

En la sección precedente, señalamos la dificultad de mantener una trabajabilidad adecuada si el superfluidificante llega a fijarse por el C₃A en el cemento portland empleado. Cuando esto sucede, se puede decir que los dos materiales son incompatibles. A la inversa, si la dificultad no existe, el cemento portland y el superfluidificante se dicen compatibles. Aunque la compatibilidad del cemento y los aditivos tiene importancia también en el concreto ordinario, en el concreto de alto desempeño el muy bajo contenido de agua magnifica de manera importante las consecuencias de una falta de compatibilidad a causa de la competencia entre los distintos ingredientes por el agua para el humedecimiento superficial e hidratación temprana. La rapidez de solubilidad del sulfato de calcio es crítica cuando hay menos agua para aceptar los iones de sulfato y, al mismo tiempo, hay más C₃A (a causa de un contenido alto de cemento), cuya reacción se debe controlar para asegurar la trabajabilidad. Por estas razones, las pruebas que

Figura 13.7 Tiempo de flujo a través de un cono de Marsh como una función del contenido de superfluidificante (por peso de sólidos) en pasta pura de cemento con una relación agua/cemento de 0.35 después de 5 y 60 minutos desde el mezclado.^{13.63}



comprenden los materiales dados, pero que emplean una relación agua/cemento de alrededor de 0.5, no dan información sobre el comportamiento a una relación agua/cemento en la cercanía de 0.25.

En esencia, el problema es el periodo de tiempo después del mezclado, antes de que los iones de SO_4^{--} que provienen del cemento portland estén disponibles para reaccionar con el C_3A , para que los extremos de SO_4^{--} del sulfonato de las moléculas de superfluidificante no lleguen a fijarse. Las varias formas del sulfato de calcio del cemento portland se analizaron en la página 12, y se deberá recordar que el yeso, el hemihidrato, y el anhidrito tienen diferente rapidez de solubilidad. La situación se complica por el hecho de que la solubilidad del anhidrito depende de su estructura y origen.

La solubilidad y la rapidez de solución del sulfato de calcio son afectadas por el superfluidificante, las dos en lo concerniente a su tipo y su dosis. En el estado presente de nuestro conocimiento, no es posible traducir estos factores cualitativos en una predicción de compatibilidad, y se necesita una evaluación experimental de las propiedades reológicas de cualquier combinación dada de cemento portland y superfluidificante.

A pesar de todo, se puede decir que los factores importantes en la compatibilidad son como se exponen a continuación.
^{13.79} Para el cemento, tales factores son el contenido de C_3A y de C_4AF , la reactividad de C_3A (la cual depende de su forma morfológica y del grado de sulfuración del clinker), el contenido de sulfato de calcio, y la forma final del sulfato de calcio en el cemento molido (a saber, yeso, hemihidrato o anhidrito). Para el superfluidificante, los factores importantes son la longitud de cadena molecular, la posición del grupo de sulfonatos en la cadena, el tipo de ion contrario (esto es, sodio o calcio) y la presencia de sulfatos residuales, lo cual afecta las propiedades de defloculación del cemento.

Sobre la base de estos factores, se puede postular un cemento ideal para concreto de alto desempeño desde el punto de vista reológico: no demasiado fino (probablemente hasta $400 \text{ m}^2/\text{kg}$ determinado por el método de Blaine), con un contenido muy bajo de C_3A , cuya reactividad la controlan fácilmente los iones de sulfato derivados de la solución de los sulfatos presentes en el cemento. Un superfluidificante ideal deberá estar compuesto de cadenas moleculares más bien largas, por

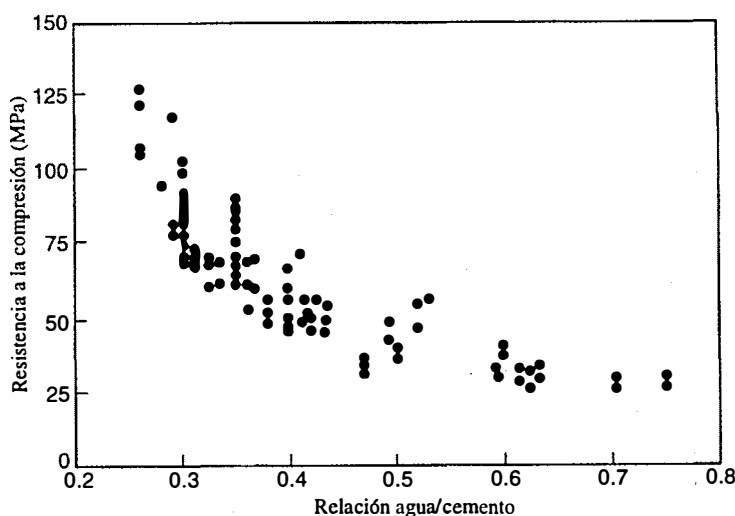
Tabla 13.5 Proporciones de mezcla de algunos concretos de alto desempeño*.

Ingrediente, kg/m^3	Mezcla								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Cemento portland	534	500	315	513	163	228	425	450	460
Humo de sílice	40	30	36	43	54	46	40	45	
Ceniza volante	59	--	--	--	--	--	--	--	--
ggbs	--	--	137	--	325	182	--	--	--
Agregado fino	623	700	745	685	730	800	755	736	780
Agregado grueso	1069	1100	1130	1080	1100	1110	1045	1118	1080
Agua total	139	143	150	139	136	138	175†	143	138
Relación agua/material cementante	0.22	0.27	0.31	0.25	0.25	0.30	0.38	0.29	0.30
Revenimiento, mm	255	--	--	--	200	220	230	230	110
Resistencia de cilindros MPa a la edad de (días)									
1	--	--	--	--	13	19	--	35	36
2	--	--	--	65	--	--	--	--	--
7	--	--	67	91	72	62	--	68	--
28	--	93	83	119	114	105	95	111	83
56	124	--	--	--	--	--	--	--	--
91	--	107	93	145	126	121	105	--	89
365	--	--	--	--	136	126	--	--	--

*Información adicional respecto a mezclas: (A) Estados Unidos; ^{13.97} (B) Canadá; ^{13.79} (C) Canadá; ^{13.79} (D) Estados Unidos; ^{13.79} (E) Canadá; ^{13.95} (F) Canadá; ^{13.95} (G) Marruecos; ^{13.82} (H) Francia; ^{13.83} (I) Canadá. ^{13.135}

†Se sospecha que el alto contenido de agua fue ocasionado por una alta temperatura ambiente en Marruecos.

Figura 13.8 Relación entre la resistencia a la compresión y la relación agua/cemento para cilindros de prueba de concretos sin inclusión de aire que contienen varios materiales cementantes probados a edades entre 28 y 105 días (con base en la ref. 13.54).



ejemplo, los grupos de sulfonatos ocupan la posición β en un condensado de sal de sodio de sulfonatos de formaldehído y naftaleno. En lo que corresponde al contenido de sulfatos residuales del superfluidificante, depende del contenido y de la solubilidad de los sulfatos del cemento con el cual se va utilizar el superfluidificante; lo necesario es una cantidad adecuada de sulfatos solubles en la mezcla. ^{13.79}

Las guías precedentes hacen posible eliminar cemento y superfluidificantes inapropiados. El paso siguiente es la prueba de laboratorio sobre una base de ensayos de varias pastas puras de cemento que contengan combinaciones de diferentes cementos y superfluidificantes, con el propósito de establecer las mejores combinaciones desde el punto de vista reológico.

La eficacia de un superfluidificante dado con un cemento dado se puede ensayar por medio la medición del tiempo tomado por una cantidad fija de pasta pura de cemento hecha con los dos materiales para fluir a través de un embudo normalizado, conocido como cono de flujo de Marsh. El tiempo decrece con un aumento en la dosis del superfluidificante hasta un punto de saturación, más allá del cual el superfluidificante adicional no tiene provecho. El tiempo para vaciar el cono se vuelve más largo cuando la prueba de la pasta de cemento se retrasa; esto es una indicación de pérdida de trabajabilidad. Una combinación compatible de cemento portland y superfluidificante sólo exhibe una pérdida pequeña entre pruebas a 5 y 10 minutos, y también exhibe un punto de saturación definido más allá del cual el superfluidificante adicional ya no es de ninguna utilidad (véase la figura 13.7). ^{13.63}

Tales pruebas en la pasta pura de cemento hacen posible estrechar la selección hasta unos pocos cementos compatibles con uno o dos superfluidificantes que estén

disponibles comercialmente. Para la selección final del cemento y el superfluidificante, es necesario hacer pruebas en una mezcla de concreto de ensayo porque sólo tales pruebas dan datos verdaderamente seguros sobre la pérdida de revenimiento y la ganancia de resistencia.

Aspectos del concreto endurecido de alto desempeño

Aunque no existe norma, o aun proporciones de mezcla típicas, del concreto de alto desempeño, es útil presentar información sobre varias mezclas con buenos resultados; esta se da en la tabla 13.5. Varias de estas mezclas contienen, además de cemento portland y humo de sílice, otros materiales cementantes. Existe una ventaja económica en el uso de estos materiales cementantes, en parte porque son más baratos que el cemento portland, pero también porque permiten una reducción en la dosis de superfluidificante. ^{13.79}

Una mezcla de interés particular es la mezcla E de la tabla 13.5, la cual tenía una relación agua/cemento de 0.25, un contenido total de material cementante de 542 kg/m³ del cual sólo 30 por ciento era escoria de alto horno granulada y molida, y 10 por ciento humo de sílice. La resistencia a la compresión de 28 días fue de 114 MPa pero alcanzó 136 MPa a la edad de un año. Hay que destacar que esto no fue un concreto de laboratorio sino que se produjo en una planta de concreto premezclado. ^{13.79} Vale la pena agregar que la producción comercial de concreto de alto desempeño necesita un control de calidad muy estricto y consistente.

Al principio de este análisis del concreto de alto desempeño, se dijo que este material es simplemente una extensión del rango de mezclas de concreto más usuales.

Esto se confirmó por la naturaleza continua de la amplia relación entre la resistencia y la relación agua/cemento, ejemplificada en la figura 13.8. Esta figura está basada en datos citados por Fiorato ^{13.54} para cilindros de prueba curados en una variedad de maneras y probados a edades de 28 días en adelante; se han omitido resultados de pruebas en concreto de revenimiento cero sin humo de sílice.

En el caso de un material relativamente nuevo, tal como el concreto de alto desempeño, es útil saber si ocurre alguna regresión de resistencia. Las pruebas en corazones de una columna simulada hecha de concreto con una resistencia a la compresión de 28 días de 85 MPa no han mostrado ningún cambio en la resistencia después de 2 ó 4 años. ^{13.74} La regresión comunicada de resistencia de cilindros de prueba almacenados en condiciones secas entre las edades de 90 días y 4 años se puede explicar por autoesfuerzo a través de secado de la zona superficial de los cilindros; ^{13.56} tal secado está ausente en el concreto de las estructuras.

No se tiene información disponible sobre la relación entre el módulo de ruptura o la resistencia a la tensión indirecta, y la resistencia a la compresión para concreto de alta resistencia, pero el ACI 363R-92 ^{13.91} sugiere expresiones aplicables hasta 83 MPa. Hay indicaciones de que, para

resistencias a la compresión superiores de 100 MPa, no hay ningún aumento adicional en el módulo de ruptura o en la resistencia a la tensión. ^{13.72}

En el caso del concreto de alto desempeño con una alta resistencia de compresión muy temprana existe una posibilidad de que, a causa de una cantidad limitada de hidratación, la adherencia entre el agregado y la matriz no se desarrollo proporcionalmente. En consecuencia, con resistencia alta a edades muy tempranas, la resistencia a la flexión y el módulo de elasticidad es probable que sean más bajos de lo que se esperaría de las relaciones usuales entre estas propiedades y la resistencia a la compresión. ^{13.99}

La deformación elástica del concreto de alto desempeño es de interés particular. Puesto que el módulo de elasticidad de la pasta muy resistente de cemento endurecido y del agregado difieren menos uno de otro que en el concreto de resistencia media, el comportamiento del concreto de alto desempeño es más monolítico y la resistencia de la interface de agregado y matriz es más alta. Por lo tanto, hay menos microagrietamiento de adherencia, y la parte lineal de la curva esfuerzo-deformación se extiende hasta un esfuerzo que puede ser tan alto como 85 por ciento del esfuerzo de falla, o aun más alto (véase la figura 13.9). La falla subsiguiente ocurre a través de las partículas de agregado

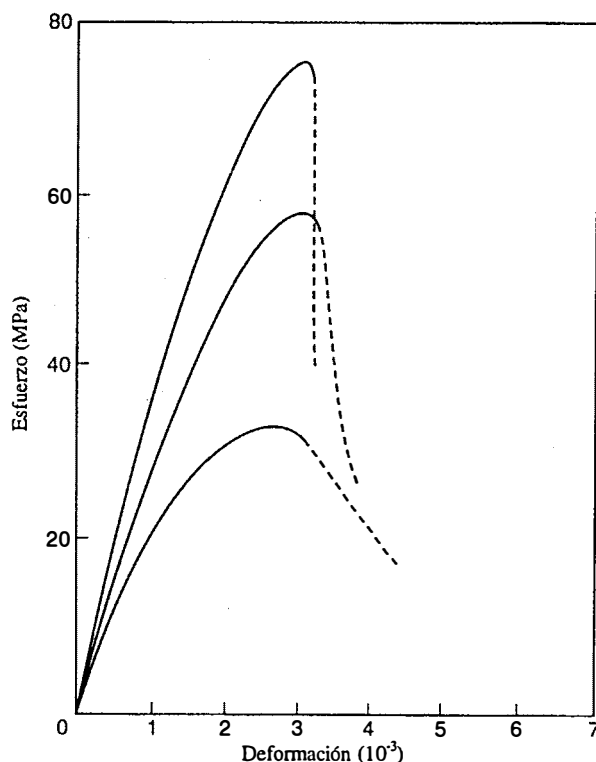
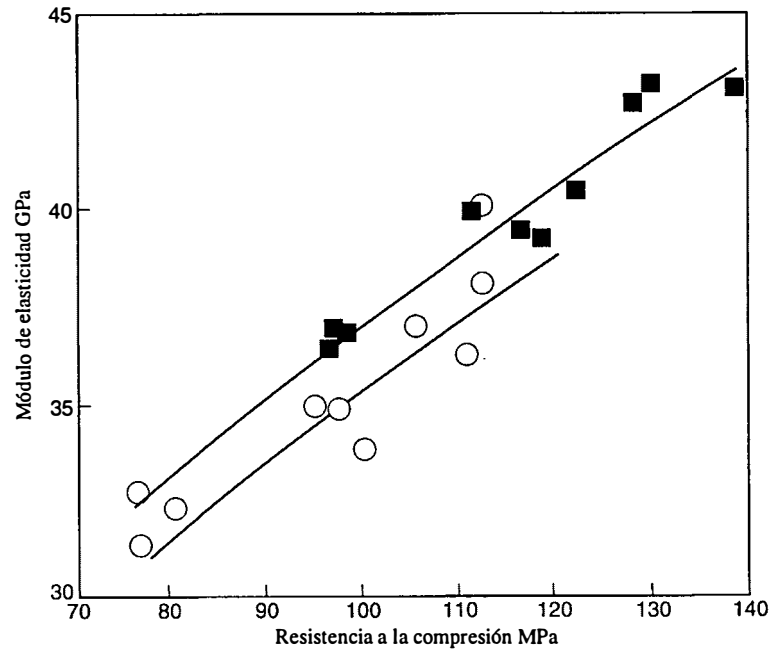


Figura 13.9. Curvas típicas de esfuerzo-deformación para concretos de resistencias diferentes. ^{13.71}

Figura 13.10 Relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión para concretos de alta resistencia con una relación agua/cemento de 0.25 probados a edades diferentes (con base en la ref. 13.81).



grueso también como a través de la matriz. Así, las partículas de agregado grueso no actúan como detenedores de grietas de modo que la falla es rápida.^{13.71}

Una relación razonable entre el módulo de elasticidad del concreto, E_c , y su resistencia a la compresión de 28 días, ambos en MPa, es:^{13.91}

$$E_c = 3320 \sqrt{f'_c} + 6900.$$

En unidades de lb/pulg², esta ecuación se vuelve:

$$E_c = 40,000 \sqrt{f'_c} + 10^6.$$

Es dudoso que esta expresión sea válida a resistencias mayores de 83 MPa: por lo regular el módulo de elasticidad a resistencias muy altas es más bajo que el que se esperaría de una extrapolación de las expresiones anteriores. Algunos datos japoneses sobre el módulo de elasticidad del concreto con resistencias entre 75 y 140 MPa se muestran en la figura 13.10.^{13.81}

A causa de la fuerte adherencia entre el agregado grueso y la matriz, las propiedades elásticas del agregado tienen una influencia considerable sobre el módulo de elasticidad del concreto.^{13.73} En consecuencia, la relación entre el módulo de elasticidad del concreto de alto desempeño y su resistencia es mucho menos firme que en el caso del concreto usual; esto es cierto sin hacer caso de la relación particular utilizada.^{13.73} Por consiguiente, para propósitos de diseño estructural, el módulo de elasticidad del concreto de alto desempeño no se deberá suponer una función simple de la resistencia a la compresión.

Pruebas del concreto de alto desempeño

Las pruebas de especímenes normales de compresión-cilindros de 150 por 300 mm ó cubos de 150 mm- pueden presentar un problema con respecto a la capacidad de la máquina de pruebas; ya que no se deberá exceder 80 por ciento de la capacidad,^{13.131} se puede requerir una capacidad de 4 MN. Por lo tanto, es preferible el empleo de especímenes más pequeños: específicamente, cilindros de 10 por 20 cm o cubos de 10 cm son satisfactorios, puesto que, en concreto de alta resistencia, el tamaño máximo de agregado es generalmente menor de 12 mm (½ pulg.). Tales especímenes de prueba más pequeños dan una resistencia medida alrededor de 5 por ciento más alta que los especímenes normales^{13.63, 13.77} (véase también la página 422).

Además, el material de cabeceo empleado con los cilindros de prueba no debe afectar la carga de falla registrada en el espécimen. Por esta razón, es preferible el esmerilado de las superficies extremas.^{13.77}

El empleo de pruebas de resistencia acelerada en concreto de alto desempeño es una proposición atractiva en lo que corresponde al control de producción. Una relación entre esta resistencia y la resistencia deseada a la edad especificada se deberá establecer experimentalmente antes de comenzar la construcción de la obra de concreto.

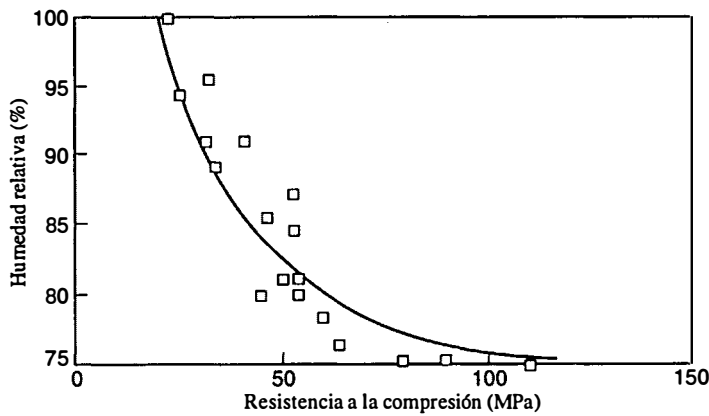


Figura 13.11 Relación entre la humedad relativa interna en concreto con edad de tres meses y su resistencia característica a la edad de 28 días.
13.75

Durabilidad del concreto de alto desempeño

Una de las características principales del concreto de alto desempeño es su muy baja penetrabilidad; las consecuencias de este mérito merecen atención considerable.

El hecho de que el concreto de alto desempeño tenga una estructura particularmente densa de pasta de cemento hidratado -realmente, esto es lo que imparte el alto desempeño- con un sistema discontinuo de poros capilares, quiere decir que el concreto de alto desempeño posee una alta resistencia al ataque externo. Esto es particularmente cierto con respecto al ingreso de cloruros dentro del concreto. Por ejemplo, pruebas similares a aquellas de la norma ASTM C 1202-94, en corazones de tres meses de edad provenientes de columnas hechas con concreto de 120 MPa han mostrado una permeabilidad insignificante a los iones de cloruro.^{13.65} Hasta el concreto con una relación agua/cemento de 0.22, sujeto a secado a 105 °C, que remueve el agua evaporable de la pasta de cemento endurecido, mostró, en exposición subsiguiente a iones de cloruro, tener una permeabilidad extremadamente baja a iones de cloruros.^{13.66}

Con respecto al riesgo de reacción álcali-sílice se puede esperar que sea, el concreto de alto desempeño que contiene humo de sílice, particularmente resistente porque tiene una permeabilidad muy baja, lo cual limita la movilidad de los iones, además de un contenido de agua muy bajo.^{13.80} Se deberá recordar que la presencia de agua es esencial para que ocurra la reacción álcali-sílice. La figura 13.11 muestra la muy baja humedad relativa en el interior de concretos con resistencias de 28 días superiores a 80 MPa.^{13.75} Esto actúa contra la ocurrencia de la

reacción álcali-sílice. Realmente, hasta 1994 en la literatura no se ha informado ningún caso de reacción álcali-sílice en concreto de alto desempeño,^{13.75} pero los efectos dañinos de tal reacción toman un tiempo muy largo para manifestarse.

En lo que respecta a la resistencia a la congelación y deshielo, se deberán considerar varios aspectos del concreto de alto desempeño. Primero, la estructura de la pasta de cemento hidratado es tal que hay muy poca agua congelable presente. Segundo, el aire incluido reduce la resistencia del concreto de alto desempeño porque el mejoramiento de la trabajabilidad debido a las burbujas de aire no se puede compensar plenamente por una reducción del contenido de agua en presencia de un superfluidificante. Además, la inclusión de aire es difícil a relaciones agua/cemento muy bajas. Por lo tanto, es deseable establecer el valor máximo de la relación agua/cemento abajo de la cual los ciclos alternantes de congelación y deshielo no causan daño al concreto.

Sin embargo, algunos otros factores también influyen en la resistencia del concreto a congelación y deshielo. Tales factores incluyen las características del cemento y la eficacia del curado antes de la exposición a la congelación y deshielo.^{13.67} Aunque existen indicaciones de que el valor límite de la relación agua/cemento, mencionado anteriormente, es 0.25 o 0.30,^{13.76} no se puede suponer que el concreto con una relación agua/cemento menor de tal valor limitante sea necesariamente resistente a la congelación y deshielo alternados. Por otro lado, es posible que un factor de separación de vacíos de aire más alto que el necesario en el concreto usual asegure protección contra la congelación y deshielo, pero no hay datos seguros disponibles. Aún mayor es la incertidumbre acerca de la resistencia a la escamación por agentes descongelantes

pues la zona superficial del concreto, si no es bien curada y luego bien secada, es probable que sea vulnerable.

Vale la pena observar que las mezclas seleccionadas para tener una alta resistencia a la edad de pocas horas (presumiblemente, pues enseguida serán puestas en servicio lo cual puede incluir exposición a congelación y deshielo) deben contener aire incluido, aun si tienen una relación agua/cemento muy baja. La razón para este requisito es que, como no han tenido un curado adecuado, el agua de los poros capilares se puede congelar.

La categorización del concreto de alto desempeño como resistente, o no resistente, a la congelación y deshielo se complica por el hecho de que la norma ASTM C 666-92 considera ser usual una prueba a edad temprana sin permitir que el concreto se seque bien. Es probable que, en condiciones de servicio, en estructuras tales como cubiertas de puentes o sobrecapas densas en pisos, la zona superficial del concreto se secaría bien antes de la exposición a congelación, y, a causa de la permeabilidad muy baja del concreto de alto desempeño, podría no ocurrir nueva saturación.

Consecuentemente, en servicio, las condiciones de exposición son probablemente menos severas que en las pruebas prescritas por la norma ASTM C 666-92, especialmente en el Procedimiento A, el cual requiere que tanto la congelación como la deshielo ocurran en agua.

La resistencia del concreto de alto desempeño a la abrasión es muy buena, no sólo a causa de la alta resistencia del concreto, sino también por la buena adherencia del agregado grueso y la matriz, lo que impide el desgaste diferencial de la superficie.

Por otro lado, el concreto de alto desempeño tiene una mala resistencia al fuego, pues su muy baja permeabilidad no permite el egreso de vapor formado por el agua de la pasta de cemento hidratado.

La ausencia de poros abiertos en la zona superficial del concreto de alto desempeño impide el desarrollo de bacterias; esto se puede aprovechar en losas para piso en áreas utilizadas por cerditos y pollos, en las que se ha informado una disminución de la morbilidad.^{13,130}

A causa de su alto contenido de cemento, el concreto de alto desempeño es sensible a los problemas que surgen por el desarrollo del calor de hidratación del cemento; es necesario tomar las medidas apropiadas (véase el capítulo 8). Vale la pena repetir que, a causa de que el concreto de alto desempeño es esencialmente una modificación del concreto ordinario, es afectado de la manera acostumbrada por los distintos materiales cementantes. Por ejemplo, la

ceniza volante se puede incorporar en el concreto de alto desempeño con el propósito de reducir el desarrollo temprano del calor de hidratación, además de mejorar la trabajabilidad y a reducir pérdida de revenimiento.

No existen datos consistentes que sugieran que la contracción o la fluencia del concreto de alto desempeño sea diferente de la que se podría esperar de las propiedades y proporciones de los ingredientes de la mezcla. La influencia del humo de sílice tiene importancia especial, pues reduce de manera importante el movimiento del agua, y por lo tanto la fluencia por secado; la magnitud de la fluencia no es afectada por la relación volumen/superficie del elemento de concreto.^{13,94}

El futuro del concreto de alto desempeño

La plena explotación estructural del concreto de muy alta resistencia está todavía por venir, pues la mayor parte de los reglamentos de diseño no tienen en cuenta las resistencias que exceden de 60 MPa. A pesar de eso, se está introduciendo progresivamente el empleo de resistencias más altas en diseño estructural. En algunas estructuras, no es la alta resistencia como tal lo que se requiere, sino que se especifica la alta resistencia para explotar el alto módulo de elasticidad asociado. Por otro lado, en muchas aplicaciones prácticas, es la alta durabilidad, que surge de la muy baja permeabilidad y la alta resistencia a la abrasión lo que tiene importancia suma. Estas propiedades del concreto de alto desempeño ya se están explotando.

Así, existe poca duda de que el empleo del concreto de alto desempeño en la construcción continuará creciendo. No existen dificultades técnicas. Sin embargo, tal crecimiento necesita una provisión por parte de los productores de concreto premezclado, de concreto hecho con un muy alto control de calidad de los ingredientes y del proceso. Al mismo tiempo, tal provisión depende de la demanda por parte de ingenieros y propietarios, quienes, no sorprendentemente, están renuentes a especificar material que no es de fácil obtención. Es esta dificultad irreconciliable la que se necesita superar para beneficiarse del uso de este material altamente valioso y económico. El valor monetario se deberá estimar no en función del costo inicial solo sino también de la mayor durabilidad y también de los miembros estructurales con frecuencia más pequeños, y por lo tanto más ligeros, que ocupan menos espacio útil y requieren menores cimentaciones.

Concreto de peso ligero

El concreto hecho con agregado natural que se origina a partir de roca dura tiene una densidad dentro de un rango estrecho porque el peso específico de casi todas las rocas varía poco (véase la tabla 3.7). Aunque el contenido volumétrico del agregado de la mezcla afecta a la densidad del concreto, éste, tampoco, no es un factor principal. Así, en la práctica, la densidad del concreto de peso normal se halla dentro del rango de 2,200 a 2,600 kg/m³. Consecuentemente, el peso propio de los elementos de

concreto es alto y puede representar una proporción grande de la carga sobre la estructura. El uso de concreto con una densidad más baja, por lo tanto, puede dar por resultado beneficios importantes desde el punto de vista de los elementos que soportan carga de menor sección transversal y de una reducción correspondiente en el tamaño de las cimentaciones. Ocasionalmente, el uso de concreto con una densidad menor permite la construcción en terreno con una baja capacidad de carga.^{13.85} Todavía más, con el

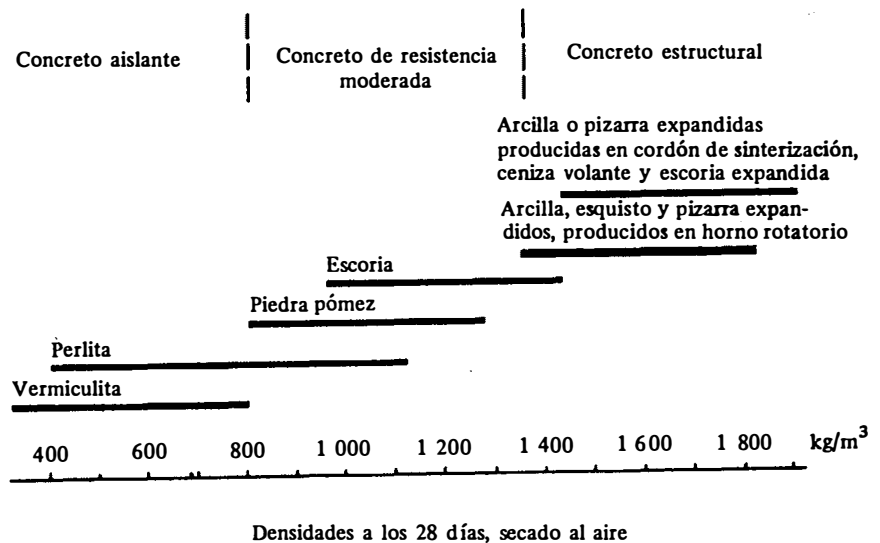
Tabla 13.6 Propiedades típicas de concretos de peso ligero comunes

Tipo de concreto		Densidad aparente del agregado	Densidad seca del concreto	Resistencia a la compresión a 28 días	Contracción por se- cado, 10 ⁻⁶	Conductividad térmica
		kg/m ³	kg/m ³	MPa		Jm/m ² s°C
Escoria expandida	Fina	900	1850	21	500	0.69
	Gruesa	650	2100	41	600	0.76
Arcilla expandida de horno de calcinación rotatorio	Fina	700	1200	17	600	0.38
	Gruesa	400	1300	20	700	0.40
Arcilla expandida de cordón de sinteriza- ción	Gruesa	400	1500	20	--	0.57
			1600	35	--	--
			1750	50	--	--
			1900*	70 [†]	--	--
Arcilla expandida de filamento de toba	Fina	1050	1500	25	600	0.55
	Gruesa	650	1600	30	750	0.61
Pizarra expandida de horno de calcinación rotatorio	Fina	950	1700	28	400	0.61
	Gruesa	700	1750	35	450	0.69
Ceniza volante sinterizada	Gruesa	800	1500	25	300	--
			1540	30	350	--
			1570	40	400	--
Ceniza volante sinterizada con arena natural	Gruesa	800	1700	25	300	--
			1750	30	350	--
			1790	40	400	--
Piedra pómez		500-800	1200	15	1200	--
			1250	20	1000	0.14
			1450	30	--	--
Perlita		40-200	400-500	1.2-3	2000	0.05
Vermiculita		60-200	300-700	0.3-3	3000	0.10
Celular	Ceniza volante	950	750	3	700	0.19
	Arena	1600	900	6		0.22
Aireada en autoclave		--	800	4	800	0.25

*Con ceniza volante y humo de sílice

[†] A un año

Figura 13.12 Variaciones típicas de densidades de secado al aire de concretos hechos con varios agregados de peso ligero (basado parcialmente en el ACI 213R-87).^{13,141}



concreto de peso ligero, la cimbra necesita soportar una presión más baja que la que correspondería al concreto de peso normal, y también el peso total de los materiales que se van a manejar se reduce, con un aumento consecuente de productividad. El concreto que tiene una densidad baja también tiene mejor aislamiento térmico que el concreto ordinario (véase la figura 13.15). Por otro lado, el concreto de peso ligero tiene un contenido de cemento más alto que el concreto de peso normal. Esto representa costo adicional, y lo mismo que el agregado de peso ligero, que es más caro. Sin embargo, una comparación significativa del costo no se puede limitar al costo de los materiales sino que se deberá hacer sobre la base del diseño de la estructura que emplea el concreto de peso ligero.

En casi todos los aspectos, el concreto que tiene una baja densidad se comporta igual que el concreto de peso normal. Sin embargo, hay ciertas características del concreto que se relacionan con la densidad menor; sólo estas se analizarán específicamente en lo que sigue.

Clasificación de los concretos de peso ligero

La densidad del concreto se puede reducir mediante el reemplazo de algo del material sólido de la mezcla por vacíos de aire. Hay tres posibles localizaciones del aire: en las partículas de agregado, que se conoce como agregado de peso ligero; en la pasta de cemento, de la que resulta el concreto lo que se conoce como concreto celular; y entre las partículas de agregado grueso, siendo omitido el agregado fino. El concreto hecho de la última manera mencionada se conoce como concreto sin finos. El concreto

hecho con agregado de peso ligero se conoce como concreto de agregado de peso ligero, y es una categoría particular del concreto de peso ligero.

El rango práctico de densidades del concreto de peso ligero está entre alrededor de 300 y 1,850 kg/m³ (véase la figura 13.2). La clasificación sobre la base de la densidad es sensible porque la densidad y la resistencia son grandemente concomitantes, y el ACI 213 R-87^{13,141} utiliza la densidad para categorizar el concreto de acuerdo con su aplicación. Hay tres categorías. El *concreto estructural de peso ligero* tiene una densidad entre 1,350 y 1,900 kg/m³; como su nombre lo implica, este concreto se emplea para propósitos estructurales y tiene una resistencia mínima a la compresión de 17 MPa. El *concreto de baja densidad* tiene una densidad entre 300 y 800 kg/m³; este concreto se emplea para propósitos no estructurales, principalmente para propósitos de aislamiento térmico. Entre estas dos categorías se encuentra el concreto de resistencia moderada. Su resistencia a la compresión, medida en cilindros normales, está entre 7 y 17 MPa y las características de aislamiento térmico están entre las del concreto de baja densidad y las de el concreto estructural de peso ligero. Las propiedades típicas de los concretos de peso ligero se muestran en la tabla 13.6.

Agregados de peso ligero

La característica esencial del agregado de peso ligero es su alta porosidad, que da por resultado un bajo peso específico aparente. Algunos agregados de peso ligero ocurren en

forma natural; otros son fabricados a partir de materiales naturales o a partir de productos industriales secundarios.

Agregados naturales

Los principales agregados de esta categoría son la diatomita, la piedra pómez, la lava oscura vesicular con ceniza, las cenizas volcánicas, y la ceniza volcánica consolidada; excepto la diatomita, todos estos son de origen volcánico. Puesto que se encuentran sólo en algunas partes del mundo, los agregados naturales de peso ligero no se emplean en forma extensa, pero hacen buen concreto de resistencia moderada.

La piedra pómez es un vidrio volcánico de color claro, como espuma, con una densidad aparente en el rango de 500 a 900 kg/m³. Aquellas variedades de piedra pómez que no son demasiado débiles estructuralmente hacen un concreto satisfactorio con una densidad de 800 a 1,800 kg/m³ y con buenas características de aislamiento, pero que tienen alta absorción y alta contracción. El uso de piedra pómez para hacer concreto se remonta hasta la Roma antigua. El Panteón y el Coliseo son ejemplos todavía existentes. La escoria, que es una roca vítrea vesicular bastante parecida a las cenizas industriales, hace un concreto de propiedades similares al que contiene piedra pómez.

Agregados fabricados

Estos agregados se conocen con frecuencia por una variedad de nombres, pero se clasifican mejor sobre la base de la materia prima empleada en el método de fabricación, el cual causa expansión y, por lo tanto, una reducción del peso específico aparente.

Los agregados de peso ligero para uso en concreto estructural que se fabrican a partir de materiales naturales son: arcilla, lutita, y pizarra expandidas. Se obtienen por calentamiento de materias primas adecuadas en un horno de calcinación rotatorio hasta fusión incipiente (temperatura de 1,000 a 1,200 °C), cuando la expansión del material ocurre a causa de la generación de gases que llegan a atraparse en una masa pirolástica viscosa. Esta estructura porosa se retiene durante el enfriamiento, de manera que el peso específico aparente del material expandido es mucho más bajo que antes del calentamiento. Con frecuencia, la materia prima se reduce al tamaño deseado antes de la calcinación, pero también se puede aplicar trituración después de la expansión. La expansión también se puede lograr por el uso de un cordón de sinterización. Aquí, el material humedecido (el

cual o bien contiene material carbónico o bien es mezclado con combustible) es llevado por medio de una rejilla viajera debajo de quemadores de manera que la combustión penetra gradualmente en todo el espesor de la cama del material. Su viscosidad es tal que los gases son atrapados. Como con el horno de calcinación rotatorio, la masa enfriada es triturada. De manera alterna, se puede emplear inicialmente arcilla en forma de bolitas ó lutita pulverizada.

El uso de material en forma de bolitas produce partículas con una cáscara o recubrimiento liso de 50 a 100 µm de grosor sobre un interior celular. Estas partículas cercanamente esféricas con un esmalte semihermético, tienen una absorción de agua mucho más baja que las partículas no recubiertas. Las partículas recubiertas son más fáciles de manejar y de mezclar, y producen concreto de trabajabilidad más alta.

Las partículas secadas en horno de agregado de peso ligero de la variedad de arcilla o lutita expandida tienen un peso específico aparente en el rango de 1.2 a 1.5 para agregado grueso y entre 1.3 y 1.7 para agregado fino. La densidad aparente del agregado es de 650 a 900 kg/m³ cuando se hace por el proceso de cordón de sinterización, y de 300 a 650 kg/m³ cuando se hace en un horno rotatorio de calcinación. Este agregado produce concreto con una densidad que comúnmente se halla dentro del rango de 1400 a 1800 kg/m³, aunque se han obtenido valores tan bajos como 800 kg/m³. El concreto hecho con agregados de lutita y arcilla expandidas generalmente tiene mayor resistencia que cuando se emplean otros agregados de peso ligero.

Hay ahora otros agregados de peso ligero fabricados a partir de materiales naturales que producen concreto de baja densidad: vermiculita y perlita; la última se puede utilizar algunas veces para hacer concreto de resistencia moderada. Estos agregados son especificados en la norma ASTM C 332-87 (reaprobada en 1991).

La vermiculita es un material con una estructura laminada, algo similar a la de la mica. Al calentarse a una temperatura de 650 a 1000 °C, la vermiculita se expande varias veces, o incluso hasta 30 veces, su volumen original por exfoliación de sus láminas delgadas. Como resultado, la densidad aparente de la vermiculita exfoliada es sólo de 60 a 130 kg/m³ y el concreto hecho con ella es de muy baja resistencia y exhibe alta contracción, pero es un excelente aislante de calor.

La perlita es una roca volcánica vidriosa que, al calentarse rápidamente hasta el punto de fusión incipiente (900 a 1100 °C), se expande a causa de la evolución del vapor de agua y

forma un material celular con una densidad aparente de 30 a 240 kg/m³. El concreto hecho con perlita tiene una resistencia muy baja, una contracción muy alta, y se emplea primariamente para propósitos de aislamiento. Una ventaja de este material es su fraguado rápido y que puede ser acabado rápidamente.

Los principales subproductos industriales empleados para fabricar agregado de peso ligero son la ceniza volante y la escoria de alto horno. La ceniza volante muy fina es humedecida, convertida en bolitas y luego sinterizada en un horno apropiado: la pequeña cantidad de combustible no quemado presente de la ceniza comúnmente mantiene este proceso, sin una adición de combustible. Los nódulos sinterizados proveen un agregado muy bueno, redondeado, con una densidad aparente de aproximadamente 1,000 kg/m³; las partículas finas tienen una densidad aparente de alrededor de 1,200 kg/m³.

La escoria de alto horno expandida se produce de tres maneras. En una, cantidad limitada de agua en la forma de rocío entra en contacto con la escoria fundida cuando ésta se descarga del horno (en la producción de lingotes de hierro). Se genera vapor y éste expande la escoria todavía plástica, de manera que la escoria se endurece en una forma porosa, bastante similar a la piedra pómez. Éste es el proceso de chorro de agua. En el proceso de máquina, la escoria fundida se agita rápidamente con una cantidad controlada de agua. El vapor es atrapado y hay también cierta formación de gases a causa de las reacciones químicas de algunos constituyentes de la escoria con el vapor de agua. En ambos métodos, se requiere trituración de la escoria expandida. Un método más moderno es producir escoria de alto horno expandida en forma de bolitas. Aquí, la escoria fundida que contiene burbujas de gas es lanzada a través de un rocío de agua a fin de formar

bolitas. Éstas son de forma redondeada y tienen una superficie recubierta (o sellada) lisa. Sin embargo, se tiene que utilizar la trituración (que destruye el recubrimiento) para obtener partículas finas. La densidad aparente de la escoria de alto horno en forma de bolitas es comúnmente de 850 kg/m³. Un control de producción apropiado asegura la formación de material cristalino, el cual es preferible para el uso como agregado; esto contrasta con las bolitas de escoria de alto horno empleadas en la fabricación de cemento de alto horno (véase la página 55).

Sólo los agregados producidos por la expansión de arcilla, lutita, pizarra, ceniza volante, o escoria de alto horno se pueden emplear para hacer concreto estructural.

Aunque cada marca patentada de agregado de peso ligero tiene propiedades consistentes, la variación entre agregados diferentes de peso ligero es grande; sin embargo, pueden hacerse algunas generalizaciones. De importancia especial es el hecho de que las partículas (recubiertas) con superficie sellada de agregado de arcilla expandida de buena calidad tienen una absorción de 30 minutos de apenas la mitad de la absorción del mismo material con el recubrimiento removido al cortar las partículas.^{13.110} Sin embargo, algunos agregados tienen un recubrimiento que es menos efectivo.

Para la fabricación de bloques de mampostería, es posible utilizar, además de los materiales considerados hasta aquí, también agregados que están compuestos de productos finales de la combustión de carbón y de coke. La consideración de éstos se incluye en la norma ASTM C 331-94.

El agregado de clinker, conocido también como cenizas, se hace a partir de residuo bien quemado de hornos industriales de alta temperatura, fundido o sinterizado en la

Tabla 13.7 Requisitos de granulometría del agregado grueso de peso ligero de acuerdo con la norma ASTM C 330-89

Tamaño de tamiz		Porcentaje por peso que pasa tamices			
		Tamaño nominal de agregado clasificado			
mm	pulg.	25 a 4.25 mm	19 a 4.25 mm	12.5 a 4.25 mm	19 a 2.36 mm
25.0	1	95-100	100	—	—
19.0	¾	—	90-100	100	—
12.5	½	25-60	—	90-100	100
9.5	⅜	—	10-50	40-80	80-100
4.75	No. 4	0-10	0-15	0-20	5-40
2.36	No.8	—	—	0-10	0-20

Tabla 13.8 Requisitos de granulometría para agregado grueso de peso ligero de acuerdo con la norma BS 3797:1990

Tamaño de tamiz		Porcentaje por peso que pasa tamices		
		Tamaño nominal de agregado clasificado		
mm	pulg.	20 a 5 mm	14 a 5 mm	10 a 2.36 mm
20.0	¾	95-100	100	--
14.0	½	--	95-100	100
10.0	⅜	30-60	50-95	85-100
6.3	¼	--	--	--
5.0	No. 4	0-10	0-15	15-50
2.36	No.8	--	--	0-15

condición de terrones. Es importante que el clinker esté razonablemente libre de carbón no quemado el cual puede experimentar expansión en el concreto, y causar así falta de sanidad y de sulfatos.

El hierro o piritas en el clinker puede dar por resultado el manchado de superficies, y, por lo tanto se deberá remover. La falta de solidez a causa de cal mal quemada se puede evitar si se deja que el clinker repose húmedo por un período de varias semanas: la cal llegará a apagarse y no se expandirá en el concreto. No se recomienda el uso de agregado de clinker en concreto reforzado.

Brisa es el nombre dado a un material similar al clinker pero sinterizado más ligeramente y menos bien quemado. No hay demarcación claramente delineada entre brisa y clinker.

Cuando se utiliza clinker como agregado tanto fino como grueso, se obtiene concreto con una densidad de alrededor de 1,100 a 1,400 kg/m³, pero con frecuencia se emplea arena natural para mejorar la trabajabilidad de la mezcla: la densidad el concreto resultante es de 1,750 a 1,850 kg/m³.

Los desperdicios domésticos y el cieno de aguas residuales, luego de ser sometidos a procesos, mezclados con arcilla y otros materiales, se pueden formar como bolitas y quemar en horno de calcinación rotatorio para hacer agregado de peso ligero;^{13.117} sin embargo, no se ha alcanzado la etapa de una producción normal y económica.

Requisitos para agregados para concreto estructural

Los requisitos para agregados de peso ligero están dados en las normas ASTM C330-89 y BS 3797:1990. La última norma cubre también el concreto para bloques de mampostería. Las normas ponen un límite a la pérdida de ignición (5 por ciento en ASTM y 4 por ciento en BS) y, en el caso de la norma BS 3797:1990, en contenido de sulfato: 1 por ciento expresado como SO₃ por peso. Algunos de los requisitos de granulometría de estas normas se dan en las tablas 13.7, 13.8 y 13.9.

Tabla 13.9 Requisitos de granulometría para agregado fino de peso ligero de acuerdo con la norma BS 3797:1990 y ASTM C 330-89

Tamaño de tamiz		Porcentaje por peso que pasa tamices		
		Británico		Estadounidense
BS	ASTM	Grado L1	Grado L2	
10.0 mm	¾	100	100	100
5.0 mm	4	90-100	90-100	85-100
2.36 mm	8	55-100	60-100	--
1.18 mm	16	35-90	40-80	40-80
600 µm	--	20-60	30-60	--
300 µm	50	10-30	25-40	10-35
150 µm	100	5-19	20-35	5-25

Para evitar confusión, se deberá mencionar que la norma BS 1047:1983 cubre escoria con enfriamiento al aire, la cual no es expandida.

Es útil observar que los agregados de peso ligero para uso en concreto estructural, sin importar de su origen, son productos fabricados y, por lo tanto, generalmente más uniformes que el agregado natural. Consecuentemente, el agregado de peso ligero se puede emplear para producir concreto estructural de calidad consistente.

En varias ocasiones, se ha hecho referencia a la densidad aparente del agregado de peso ligero. Hay que definir esto propiamente. La densidad aparente del agregado de peso ligero, también conocida como peso volumétrico, es la masa del agregado que llena un volumen unitario; el método de llenado debe especificarse claramente. La densidad aparente es influida por el grado de empaquetado de las partículas de agregado, lo que depende de la granulometría de éstas. Sin embargo, aun cuando las partículas son del mismo tamaño nominalmente, su forma influye en el grado de empaquetado cuando se emplea un método fijo de llenar el recipiente de prueba. Todo esto no es nada diferente de la situación que se obtiene cuando se utiliza agregado de peso normal, excepto que el agregado de peso ligero no es compactado cuando su densidad aparente se está determinando. La norma ASTM C 330-89 prescribe el uso del procedimiento de traspasar de la ASTM C 29-91^a, mientras que la norma BS 3797:1990 especifica en forma explícita que no habrá apisonado y que ningún golpe se aplicará al recipiente.

Los agregados de peso ligero tienen una característica importante que está ausente en el agregado de peso normal y que es de importancia con respecto a la selección de las proporciones de mezcla y las propiedades asociadas del concreto resultante. Esta característica es la capacidad del agregado de peso ligero para absorber grandes cantidades de agua y también para permitir un ingreso limitado de pasta de cemento fresco dentro de los poros (superficiales) abiertos de las partículas de agregado, especialmente las grandes. Cuando las partículas de agregado absorben agua, su peso específico se vuelve más alto que el peso específico aparente de las partículas secadas en horno, y este peso específico es más alto que el pertinente a la densidad del concreto que contiene agregado de peso ligero. La capacidad del agregado de peso ligero para absorber grandes cantidades de agua tiene también otras consecuencias que se analizarán más adelante.

Efectos de la absorción de agua por el agregado de peso ligero

El término “peso específico aparente” (véase la página 87) se aplica a las partículas individuales y se basa en su volumen incluyendo los poros internos. Una dificultad práctica en el cálculo del peso específico aparente es establecer el volumen de las partículas, el cual se mide por desplazamiento de fluido. Este desplazamiento es afectado por la penetración del fluido de prueba, el cual es comúnmente agua, dentro de los poros abiertos sobre la superficie de las partículas de agregado y en poros conectados en el interior de la partícula. Hay que agregar que el saber si los poros penetrados por el agua serán también penetrados por la pasta de cemento es importante al establecer las proporciones de la mezcla. Varios métodos de prueba prescriben el medio de impedir la excesiva penetración de agua dentro de los poros de las partículas: rociando con un recubrimiento hidrófobo tal como kerosina; sumergiendo en parafina caliente; o la inmersión en agua durante 30 minutos antes de la medición del desplazamiento. Hay grandes diferencias en la medición del peso específico, según el método de prueba utilizado. ^{13.87}

El peso específico de las partículas de agregado en estado saturado y superficialmente seco es también difícil de determinar, porque la presencia de poros abiertos sobre la superficie no permite determinar cuándo se ha alcanzado ese estado. ^{13.86}

El término “densidad” necesita calificación cuidadosa al aplicarse a concreto de agregado de peso ligero. La densidad del concreto acabado de mezclar se puede determinar fácilmente; ésta es la densidad en estado fresco. Sin embargo, en el caso de secado al aire en las condiciones ambientales, la humedad se pierde hasta que se alcanza un cuasiequilibrio: el concreto tiene entonces una densidad secado al aire. Si el concreto se seca a 105 °C; se alcanza la densidad de secado en horno. Aunque ocurren cambios similares también en el concreto de peso normal, en el caso de concreto de agregado de peso ligero las diferencias entre las tres densidades son mucho más grandes y más importantes para el comportamiento del concreto.

En la norma ASTM C 567-91, se dan métodos para determinar la densidad en estado fresco y la densidad de secado al aire del concreto fresco. La densidad de secado al aire se establece en equilibrio higrométrico con el aire a una humedad relativa de 50 por ciento y una temperatura de 23 °C.

Para presentar una idea plena de la absorción de agua por el agregado de peso ligero, se puede agregar que, que a menos que el agregado se haya saturado completamente antes del mezclado, sus poros no llegar a estar enteramente llenos de agua. Así, la densidad del concreto en estado fresco es más

baja que la densidad saturada teórica. Esta última sobrepasa a la primera comúnmente por 100 a 120 kg/m³.^{13.84} La saturación no se alcanza fácilmente en la práctica, a consecuencia de la baja permeabilidad del concreto de agregado de peso ligero cuando se aplica presión de agua.^{13.84}

A causa de las dificultades para establecer cuándo se ha alcanzado un equilibrio en la densidad de secado al aire, con frecuencia se recomienda^{13.84} atenerse a la densidad en estado fresco determinada experimentalmente. El valor de la densidad de secado al aire puede entonces calcularse mediante la sustracción de la masa de agua perdida respecto al aire. Esta masa se halla comúnmente entre 100 y 200 kg/m³ para concreto todo de agregado de peso ligero, y entre 50 y 150 kg/m³ cuando se utiliza agregado fino de peso normal.^{13.84} La densidad de equilibrio, la cual es de interés en el cálculo del peso propio del concreto, es alrededor de 50 kg/m³ mayor de la densidad de secado en horno.^{13.143} Se deberá recordar que puede haber desviación considerable con respecto a los valores anteriores: esto depende del sistema de poros del agregado de peso ligero usado, de la relación volumen/superficie del elemento de concreto y de las condiciones de exposición.

La alta capacidad de absorción del agregado de peso ligero tiene importancia también en la etapa de mezclado. Cuando se dosifica cierta cantidad de agua, la cantidad de agua disponible para humedecimiento del cemento y para reacción con el cemento depende de cuánta agua absorbe el agregado de peso ligero. Esto varía ampliamente, fluctuando entre cero cuando el agregado de peso ligero se ha remojado previamente por un tiempo considerable y una cantidad muy grande, que depende del tipo de agregado, cuando el agregado es secado en horno. Entre estos dos extremos, el agregado secado al aire introducido dentro de la mezcladora de concreto es probable que absorba entre 70 y 100 kg de agua por metro cúbico de concreto.^{13.84}

La absorción de 24 horas del agregado de peso ligero fluctúa entre 5 y 20 por ciento por masa de agregado seco^{13.141} pero, para agregado de buena calidad para uso en concreto estructural, suele ser de no más de 15 por ciento.

En comparación, la absorción del agregado de peso normal suele ser menos de 2 por ciento).^{13.141} (véase la tabla 3.11). El agregado fino de peso normal puede tener un contenido de humedad de 5 a 10 por ciento, algunas veces hasta más, pero esta agua está en la superficie de las partículas de agregado. Consecuentemente, esta agua forma parte del agua de mezclado y está enteramente disponible para hidratación (véase la página 90). Del análisis precedente, se puede ver que el agua absorbida no es importante con respecto a la relación agua/cemento y a la

trabajabilidad, pero puede tener consecuencias serias para la resistencia del concreto a la congelación y deshielo.

Hay otra consecuencia importante de la absorción de agua por el agregado de peso ligero: cuando la hidratación del cemento disminuye la humedad relativa de los poros capilares de la pasta de cemento endurecido, el agua del agregado emigra hacia adentro de estos poros capilares. Es posible así la hidratación acrecentada. La situación se podría denominar "curado de humedad interna". Esto hace al concreto de agregado de peso ligero menos sensible al curado húmedo inadecuado.

A partir del estudio precedente, se puede apreciar que hay una dificultad considerable en la determinación del agua libre de la mezcla. Si el agregado se dosifica seco, el agua requerida para llenar los poros de las partículas de agregado se debe considerar como un exceso de agua libre. La situación se complica por el hecho de que la absorción toma algún tiempo. La rapidez de absorción depende de si las partículas están recubiertas y del sistema de poros dentro de las partículas, pero la mayor parte de la absorción de 30 minutos ocurre en dos minutos a partir del mojado. La absorción de 30 minutos es más de la mitad de la absorción de 24 horas, y la proporción es incluso más alta cuando las partículas no están recubiertas.^{13.110}

Una consecuencia de la rapidez de absorción del agua de mezcla es que, si el agregado de peso ligero se dosifica en una condición de secado en horno o casi, y, si el concreto se compacta antes de haberse completado la absorción por el agregado de peso ligero seco, entonces se desarrollarán en el concreto huecos causados por la desecación. A menos que el concreto se vuelva a vibrar, la resistencia será afectada adversamente.^{13.86}

Concreto de agregado de peso ligero

Las secciones precedentes han puesto de manifiesto que el concreto de agregado de peso ligero cubre un campo extremadamente amplio: con el uso de materiales y métodos apropiados, la densidad del concreto se puede variar entre poco menos de 300 y alrededor de 1,850 kg/m³, y el rango correspondiente de resistencias está entre 0.3 y 70 MPa, y algunas veces incluso 90 MPa. Esta amplia variedad de composición se refleja en las diversas propiedades del concreto de agregado de peso ligero.

Aspectos del estado fresco

La demanda de agua del concreto de agregado de peso ligero es afectada significativamente por la textura de la

superficie de las partículas de agregado. Una consecuencia importante de la gran variación en la demanda de agua de concretos hechos con diferentes agregados de peso ligero es que, para alcanzar una resistencia dada requerida, ha de haber una variación correspondiente en el contenido de cemento: de esta manera; se mantiene la relación agua/cemento, pero, como ya se mencionó, normalmente no se conoce el valor de la relación real de agua/cemento.

El comportamiento reológico del concreto de agregado de peso ligero es algo diferente del que presenta el concreto de peso normal. Específicamente, al mismo revenimiento, el concreto de agregado de peso ligero exhibe mejor trabajabilidad. Del mismo modo, el factor de compactación del concreto de agregado de peso ligero subestima la trabajabilidad porque la fuerza de gravedad que compacta al concreto se reduce cuando la densidad del concreto es inferior. Sin embargo, puesto que la penetración de la bola de Kelly (véase la página 134) no depende de la acción de la gravedad en el concreto, el valor registrado en la prueba de bola de Kelly no es afectado por el agregado.^{13.147} Se deberá observar que el revenimiento alto puede causar segregación, con las partículas de agregado grandes y ligeras flotando hacia la parte superior. Del mismo modo, la vibración prolongada puede conducir a segregación mucho más fácilmente que con agregado de peso normal.

La trabajabilidad de las mezclas que contienen agregado angular se puede mejorar considerablemente por medio de aire incluido en la mezcla: la demanda de agua se reduce, y con ello la tendencia al sangrado y la segregación. Los

contenidos usuales de aire total por volumen son: para tamaño máximo de agregado de 20 mm ($\frac{3}{4}$ pulg.), de 4 a 8 por ciento; para tamaño máximo de agregado de 10 mm ($\frac{3}{8}$ pulg), de 5 a 9 por ciento. El contenido de aire que sobrepasa estos valores disminuye la resistencia a la compresión en casi 1MPa por cada punto porcentual adicional de aire.^{13.141}

El reemplazo parcial de agregado fino de peso ligero por agregado fino de peso normal hace más fácil la colocación y compactación del concreto.^{13.96} Sin embargo, la densidad del concreto resultante aumenta, y este aumento depende de la proporción de agregado fino reemplazado y de los valores relativos del peso específico de los dos materiales. El reemplazo total de agregado fino de peso ligero por agregado fino de peso normal aumentaría la densidad del concreto en 80 a 160 kg/m³.^{13.143} La conductividad térmica del concreto también aumenta por la introducción de agregado fino de peso normal.

Se mencionó antes que la trabajabilidad del concreto de agregado de peso ligero es muy afectada demasiado por el hecho de que, según sea su grado de saturación, el agregado puede absorber más o menos agua de la mezcla fresca. La rapidez de absorción de agua de mezcla por el agregado afecta la rapidez de pérdida de revenimiento. Es necesario tomar las medidas apropiadas para una situación dada, pero es importante recordar que los cambios no planeados en la condición de humedad del agregado tendrían consecuencias serias en el revenimiento y en la pérdida de revenimiento. Los aspectos prácticos de la dosificación y el

Figura 13.13 Relación entre la resistencia a la compresión de 28 días (medida en cubos) y el contenido de cemento para distintos concretos de agregado de peso ligero con un revenimiento de 50 mm (con base en la ref. 13.111): (A) ceniza volante sinterizada y agregado fino de peso normal; (B) escoria de alto horno en forma de bolitas y agregado fino de peso normal; (C) ceniza volante sinterizada; (D) lutita de mina sinterizada; (E) pizarra expandida; (F) arcilla expandida y arena; (G) escoria expandida.

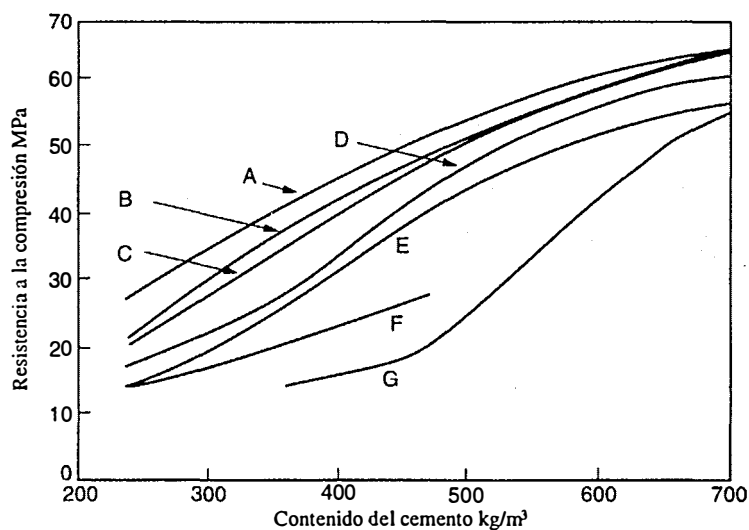


Tabla 13.10 Relación aproximada entre resistencia de concreto de agregado de peso ligero y contenido de cemento. ^{13.141}

Resistencia a la compresión de cilindros normales	Contenido de cemento	
	Con agregado fino de peso ligero	Con agregado fino de peso normal
MPa	kg/m ³	kg/m ³
17	240-300	240-300
21	260-330	251-330
28	310-390	290-390
34	370-450	360-450
41	440-500	420-500

mezclado del concreto de agregado de peso ligero se analizan en el ACI 304.5R-91. ^{13.142}

Los superfluidificantes se pueden utilizar con concreto de agregado de peso ligero, pero comúnmente están incluidos en la mezcla sólo cuando el concreto es para bombeo. Si el agregado absorbe agua durante el bombeo, puede ocurrir una pérdida peligrosa de revenimiento. El uso de agregado saturado evita este problema: la saturación se puede lograr por remojo al vacío en un recipiente de presión, seguido por el rociado continuo de agua hasta el mezclado. Sin embargo, esta condición del agregado puede reflejar su resistencia a la congelación y deshielo. Para aliviar el problema de bombeo, se emplean por lo regular mezclas con reemplazo parcial del agregado fino por agregado fino de peso normal. Las propiedades de las mezclas que contienen agregado de peso normal y se destinan para bombeo se analizan en el ACI 213R-87. ^{13.141}

Resistencia del concreto de agregado de peso ligero

Como se señaló, existe una dificultad insuperable en la determinación de la cantidad de agua libre de la mezcla con

casi todos los agregados de peso ligero. En consecuencia, la relación agua/cemento basada en el agua libre no se puede establecer; la relación agua/cemento basada en el agua total carece de sentido porque el agua absorbida por el agregado no afecta la formación de poros capilares, la cual influye en la resistencia.

Por otro lado, para un agregado dado, existe una relación amplia entre el contenido de cemento del concreto y su resistencia a la compresión; esto se ejemplifica en la figura 13.13. ^{13.111} Puesto que el cemento tiene un peso específico mucho más alto que el agregado de peso ligero y que el agua, para cualquier agregado particular la resistencia aumenta con un aumento en la densidad, pero, según sea el tipo de agregado, el concreto de 20 MPa puede requerir entre 260 y 330 kg de cemento por metro cúbico de concreto; la variación correspondiente para concreto de 40 MPa es de 420 a 500 kg/m³. Algunos valores citados en el ACI 213R-87 se muestran en la tabla 13.10, pero éstos son sólo meramente indicativos. Las resistencias a la compresión más altas pueden requerir contenidos muy altos de cemento; por ejemplo, una resistencia de 70 MPa puede requerir un contenido de material cementante de 630 kg/m³.

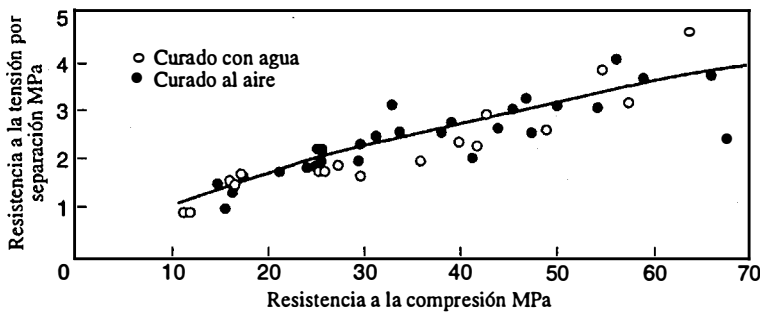


Figura 13.14 Relación entre resistencia a la tensión indirecta y resistencia a la compresión de concreto hecho con escoria de alto horno en forma de bolitas. ^{13.96}

Como en el concreto de peso normal, el humo de sílice mejora el desarrollo de resistencia del concreto de agregado de peso ligero. También pueden ser incorporados otros materiales cementantes en el concreto de agregado de peso ligero.

En términos generales, para la misma resistencia de concreto, el contenido de cemento en una mezcla de agregado de peso ligero es más alto que en el concreto de peso normal; a altas resistencias, el contenido adicional de cemento puede sobrepasar el 50 por ciento. Un alto contenido de cemento del concreto de agregado de peso ligero significa que tiene una baja relación agua/cemento, aunque sea desconocida, de manera que la resistencia de la matriz es alta. Las partículas de agregado grueso son relativamente débiles y su resistencia puede ser el factor limitante de la resistencia del concreto: ocurre la falla de partículas de agregado grueso en una dirección normal a la carga aplicada.^{13.104} Sin embargo, no existe una relación general entre la resistencia del agregado como tal y la resistencia del concreto hecho con el agregado dado.

La limitación en la resistencia del concreto de agregado de peso ligero impuesta por la resistencia de las partículas de agregado grueso se puede aligerar por el uso de un tamaño máximo menor de agregado. La explicación de este comportamiento se halla en el hecho de que en la pulverización de partículas grandes de agregado, la fractura ocurre a través de los poros más grandes que son así eliminados. Esto tiene una influencia positiva en la resistencia del agregado, pero también aumenta su peso específico aparente y densidad aparente; esto se puede ver en la tabla 13.6

Al calcular las proporciones de mezcla del concreto que contiene agregado de peso ligero de tamaños diferentes, es importante recordar que el peso específico aparente de las partículas finas de peso ligero es más alto que el de las partículas gruesas de peso ligero. Esta diferencia es todavía más grande cuando se emplea agregado fino de peso normal. La conversión del volumen ocupado por las varias partículas a la condición de masa debe tener en cuenta estas diferencias.

Las pruebas de resistencia a la tensión indirecta muestran comúnmente que la falla ocurre a través de las partículas de agregado grueso, confirmado así la buena adherencia del agregado.^{13.96} Un ejemplo de la relación entre la resistencia a la tensión indirecta y la resistencia a la compresión para concretos hechos con agregado de escoria de alto horno en forma de bolitas, y curado en diferentes condiciones, se muestra en la figura 13.14. Esta figura también muestra una gráfica de la pertinente expresión recomendada por la FIP,^{13.115} la cual es:

$$f_t = 0.23 f_{cu}^{0.67}$$

donde

f_t es la resistencia a la tensión indirecta y f_{cu} es la resistencia a la compresión medida en cubos, ambas en MPa.

Se encontró que los concretos de alta resistencia de agregado de peso ligero con algo de agregado fino de peso normal, con resistencia a la compresión entre 50 y 90 MPa, tienen una resistencia a la flexión inferior hasta en 2 MPa a la de concretos de peso normal con la misma resistencia a la compresión.^{13.110} En el caso de la resistencia a la tensión indirecta, la diferencia entre los dos concretos fue de alrededor de 1 MPa.

Se observó que la resistencia a la fatiga del concreto de agregado de peso ligero es al menos tan buena como la del concreto de peso normal de resistencia similar.^{13.100}

Adherencia agregado de peso ligero-matriz

Una característica importante del concreto de agregado de peso ligero es la buena adherencia entre el agregado y la pasta de cemento hidratado que lo rodea. Esta adherencia es la consecuencia de varios factores. Primero, la textura superficial áspera de muchos agregados de peso ligero tiende a conducir a un buen entrelazado mecánico de los

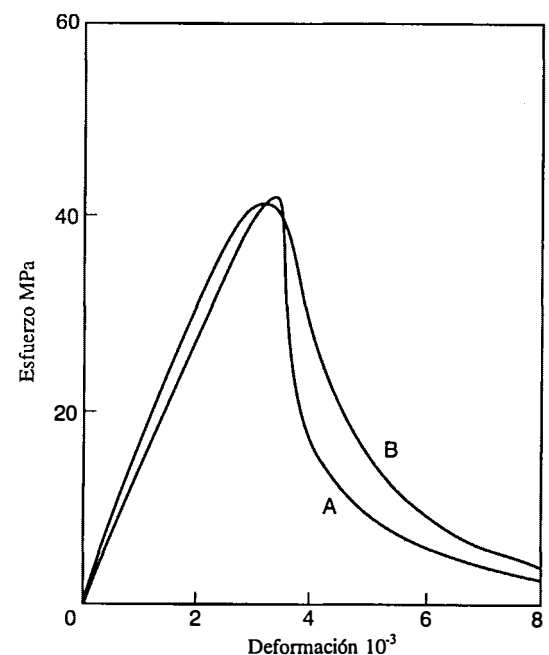


Figura 13.15 Curvas de esfuerzo-deformación para concretos de agregado de peso ligero hechos con arcilla expandida; (A) todo agregado de peso ligero; (B) agregado fino de peso normal.^{13.102}

dos materiales. En efecto, hay a menudo cierta penetración de pasta de cemento dentro de los poros superficiales abiertos de las partículas de agregado grueso. Segundo, los módulos de elasticidad de las partículas de agregado de peso ligero y de la pasta de cemento endurecido no difieren mucho uno de otro. Consecuentemente, no se inducen esfuerzos diferenciales entre los dos materiales, ya sea por la carga aplicada o por cambios térmicos o higrométricos. Tercero, el agua absorbida por el agregado en el momento de mezclado llega a estar, con el tiempo, disponible para la hidratación de los hasta entonces restos de cemento sin hidratar. Como casi toda esta hidratación adicional ocurre en la zona de interface del agregado y la pasta de cemento, la adherencia entre el agregado y la matriz se vuelve más fuerte.

Aunque se podría pensar que los agregados de peso ligero provenientes de ceniza volante y escoria de alto horno son potencialmente puzolánicos, sólo se ha observado reacción puzolánica muy limitada en la interface de las partículas de agregado y la pasta de cemento.^{13.105} La explicación de esta falta de reactividad del agregado se halla en la temperatura muy alta (hasta de 1200 °C) a la cual se sujetó durante la fabricación, de modo que ocurrió la cristalización de sílice y de alúmina;^{13.105} no hay presencia de material amorfo reactivo.

Puede ser instructivo considerar, de una manera más general, la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento hidratado que lo rodea, en tres categorías de concreto -concreto ordinario de peso normal, concreto de alto desempeño y concreto de agregado de peso ligero- hasta el grado en que la adherencia es afectada por los módulos de elasticidad del agregado y de la pasta de cemento hidratado. En concreto ordinario de peso normal, el módulo de elasticidad de la pasta común de cemento es generalmente mucho más bajo que el módulo de elasticidad de las partículas de agregado. En concreto de alto desempeño, la pasta de cemento hidratado tiene un módulo de elasticidad mucho más alto, de modo que la *diferencia* entre éste y el módulo de elasticidad del agregado es mucho menor. En concreto de agregado de peso ligero, el módulo de elasticidad del agregado es mucho más bajo que el módulo de elasticidad del agregado de peso normal; consecuentemente, la diferencia entre los módulos de elasticidad del agregado de peso ligero y la pasta de cemento hidratado es pequeña.

Se puede ver así que el concreto de alto desempeño y el concreto de agregado de peso ligero tienen como característica común la ausencia de una diferencia grande entre los módulos de elasticidad del agregado y de la pasta de cemento hidratado.

Esto es propicio a una buena adherencia entre estos dos materiales y a un buen comportamiento como material compuesto del concreto. El concreto ordinario de peso normal es menos satisfactorio en este respecto.

Con relación a esto, Bremmer y Holm^{13.104} observaron que la inclusión de aire disminuye el módulo de elasticidad del mortero, haciéndolo bajar hasta un nivel más cercano al módulo de elasticidad del agregado de peso ligero. Esta reducción de la diferencia de los módulos tiende a conducir a una mejor transferencia de esfuerzos entre las partículas de agregado y la matriz.

Propiedades elásticas del concreto de agregado de peso ligero

Un efecto de la muy buena adherencia entre el agregado de peso ligero y la matriz es la ausencia del desarrollo temprano de microagrietamiento de adherencia (compárese con la página 205); una consecuencia de esto es que la relación esfuerzo-deformación es lineal, con frecuencia hasta un esfuerzo tan alto como 90 por ciento de la resistencia última.^{13.106} Esto es así especialmente en concretos de agregado de peso ligero que contienen también humo de sílice y que tienen una resistencia de 28 días de alrededor de 90 MPa.^{13.106}

En la figura 13.15 se muestran ejemplos de la relación esfuerzo-deformación para concretos de agregado de peso ligero; se puede ver que, cuando todo el agregado es de peso ligero, la parte descendente de la curva es muy inclinada.^{13.102} El reemplazo de agregado fino de peso ligero por agregado fino de peso normal da por resultado una parte descendente menos inclinada en la curva, pero ello aumenta la pendiente de la parte ascendente; lo último es a causa del módulo de elasticidad más alto de las partículas finas de peso normal del agregado.

El módulo de elasticidad del concreto de agregado de peso ligero se puede expresar como una función de su resistencia a la compresión (véase la página 493). Sin embargo, a causa de la buena adherencia con las partículas del agregado, el concreto de agregado de peso ligero exhibe acción como material compuesto particularmente buena, de manera que las propiedades elásticas del agregado tienen una influencia más grande en el módulo de elasticidad del concreto que en el caso del concreto de peso normal. Puesto que las propiedades elásticas del agregado son afectadas por su contenido de vacíos, y por lo tanto, por su peso específico aparente, el módulo de elasticidad del concreto de agregado de peso ligero se puede expresar como una

función de la densidad del concreto, así como de su resistencia a la compresión.

Para resistencias hasta 41 MPa, el ACI 318-95^{13.116} expresa el módulo de elasticidad del concreto, E_C , en GPa como:

$$E_C = 43 \times 10^{-6} \cdot 1.5 \sqrt{f'_c}$$

donde

f'_c = resistencia normal de cilindro en MPa, y

ρ = densidad del concreto en kg/m³

Esta expresión tiene el propósito de ser válida para valores de densidad entre 1,440 y 2,480 kg/m³ pero el verdadero módulo de elasticidad puede bien desviarse del valor calculado hasta en 20 por ciento.^{13.141}

En lo que toca al concreto de agregado de peso ligero con una resistencia a la compresión del rango de 60 a 100 MPa, la relación del módulo respecto de la resistencia a la compresión parece estar mejor descrita por una expresión de una norma noruega sobre la que informa Zhang y Gjorv^{13.106} como sigue:

$$E_c = 95 f_c^{0.3} \times \left(\frac{\rho}{2400} \right)^{1.5}$$

en donde

E_c = módulo de elasticidad en GPa

f_c = resistencia a la compresión de cilindros de 100 por 200 mm en MPa, y

ρ = densidad del concreto en kg/m³.

Se ha encontrado que los valores del módulo de elasticidad del concreto hecho con arcilla expandida o ceniza volante sinterizada se sitúan entre 18 y 26 GPa, es decir, están comúnmente 12 GPa más bajos que en el concreto de peso normal del mismo rango de resistencias de 50 a 90 MPa.^{13.106}

Se puede observar que el módulo de elasticidad menor del concreto de agregado de peso ligero permite el desarrollo de una deformación final mayor, en comparación con concreto de peso normal de la misma resistencia; ^{13.143} se han comunicado valores que van de 3.3×10^{-6} a 4.6×10^{-6} .^{13.106}

Durabilidad del concreto de agregado de peso ligero

No hay efectos adversos sobre la durabilidad por el uso de agregado de peso ligero excepto cuando el agregado saturado se sujeta a congelación y deshielo, como se analiza más adelante en esta sección.

Puesto que el sistema de poros en el agregado de peso ligero es generalmente discontinuo, la porosidad de las partículas mismas de agregado no influye en la permeabilidad del concreto, que es controlada por la permeabilidad de la pasta de cemento endurecido.^{13.112} A pesar de eso, la permeabilidad del concreto se reduce cuando se utiliza agregado fino de peso normal para remplazar una parte del agregado fino de peso ligero; ^{13.112} la razón probable de esto es que, en el primer caso, la relación agua/cemento es menor.

La baja permeabilidad del concreto de agregado de peso ligero es el resultado de varios factores: la relación agua/cemento de la pasta de cemento es baja; la calidad de la zona de interface alrededor del agregado es alta, de manera que no hay trayectorias fáciles de flujo alrededor del agregado; y la compatibilidad de los módulos de elasticidad de las partículas de agregado y de la matriz significa que se desarrolla poco microagrietamiento con la carga o a consecuencia de la variación de temperatura. Además, el abastecimiento de agua proveniente del agregado ayuda para que tenga lugar la hidratación continua del cemento con una reducción consecuente de permeabilidad.

Tabla 13.11 Estimación de resistencia al fuego de muros de mampostería huecos.^{13.148}

Tipo de agregado utilizado	Espesor mínimo equivalente para clasificaciones de:			
	4 horas	3 horas	2 Horas	1 hora
	mm	mm	mm	mm
Escoria expandida o piedra pómez	119	102	81	53
Arcilla o pizarra expandida	145	122	96	66
Piedra caliza, cenizas o escoria sin expandir	150	127	102	69
Grava calcárea	157	135	107	721
Grava silícea	170	145	114	76

Tabla 13.12 Coeficiente de expansión térmica del concreto hecho con agregado de peso ligero.^{13.148, 13.149}

Tipo de agregado utilizado	Coeficiente lineal de expansión térmica determinado sobre la variación de -22 a 52 °C
	10 ⁻⁶ por °C
Piedra pómez	9.4-10.8
Perlita	7.6-11.0
Vermiculita	8.3-14.2
Cenizas	Aprox. 3.8
Lutita expandida	6.5-8.1
Escoria expandida	7.0-11.2

Sin embargo, si el agregado de peso ligero es saturado antes del mezclado, por ejemplo para facilitar el bombeo, existe un riesgo de falla en condiciones de congelación y deshielo alternados a menos que el concreto haya sido suficientemente capaz para secarse bien antes de la exposición a congelación.^{13.109} En cualquier caso, se requiere aire incluido como en el concreto de peso normal.

La susceptibilidad del concreto de agregado de peso ligero al daño en situación de exposición a muy baja temperatura (-156 °C) depende de las propiedades de la pasta de cemento hidratado de la misma manera que en el caso del concreto de peso normal. Sólo si por sí mismas se saturan, las partículas de agregado pueden ser el factor de daño: su expansión en el tiempo de congelación puede destruir la adherencia con la matriz que las rodea.^{13.158}

Con respecto a la carbonatación, los huecos en el agregado de peso ligero facilitan la difusión del CO₂, y se piensa con frecuencia que se requiere recubrimiento adicional para el acero de refuerzo. A pesar de eso, poco se ha informado sobre evidencias de corrosión de acero de refuerzo proveniente de la carbonatación en concreto de agregado de peso ligero de buena calidad.^{13.140}

Ninguna evidencia se ha registrado^{13.143} de reacción álcali-sílice en concreto de agregado de peso ligero.

Aunque las partículas de agregado de peso ligero son duras y, por lo tanto, resistentes a la abrasión, los poros abiertos de la superficie del agregado significan que, una vez que el agregado ha llegado a exponerse, la superficie de contacto se reduce en comparación con el agregado no poroso. En

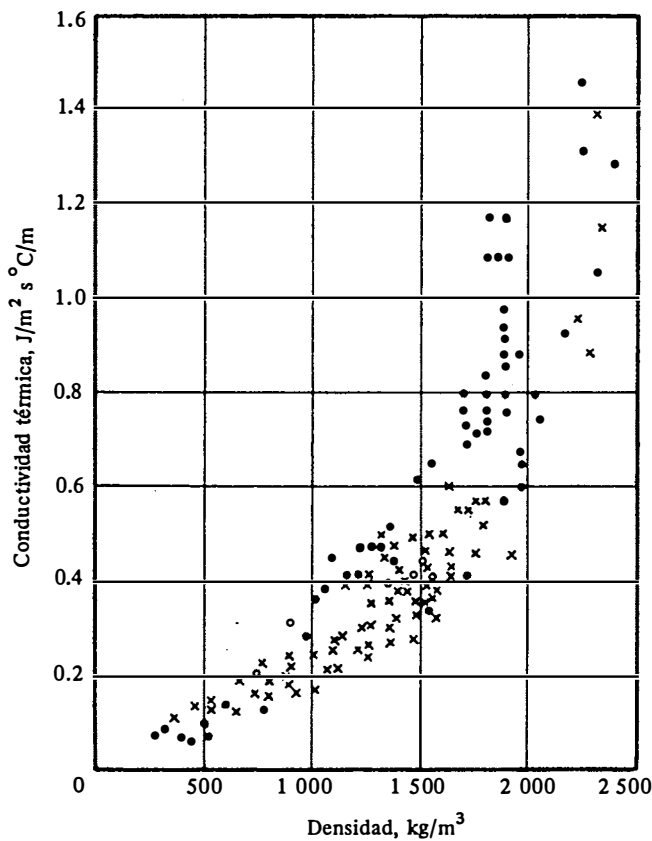


Figura 13.16 Conductividad térmica de concretos de agregado de peso ligero de varios tipos.^{13.150}

equilibrio, la resistencia a la abrasión del concreto de agregado de peso ligero, puede por lo tanto, reducirse en comparación con el concreto de peso normal de resistencia similar.

Los concretos hechos con agregado de peso ligero exhiben un movimiento de humedad más alto que en el caso del concreto de peso normal. Tienen una contracción por secado inicial alta, alrededor de 5 a 40 por ciento mayor que el concreto ordinario, pero la contracción total con algunos agregados de peso ligero puede ser todavía más alta; los concretos hechos con arcilla y lutita expandidas y con escoria expandida están en el rango más bajo de contracción. En vista de la resistencia a la tensión comparativamente baja del concreto de agregado de peso ligero, existe el peligro de agrietamiento por contracción, aunque el módulo de elasticidad más bajo y la extensibilidad más grande del concreto de agregado de peso ligero proporcionan alguna compensación.

En lo correspondiente a la fluencia del concreto de agregado de peso ligero, se debe tener en cuenta el módulo de elasticidad más bajo del agregado de peso ligero el cual restringe la fluencia de la pasta de cemento hidratado. Ocasionalmente, se ha informado acerca de datos de prueba contradictorios sobre la fluencia del concreto de agregado de peso ligero, en lo que corresponde a la influencia del secado sobre la fluencia.^{13.103} Es probable que el movimiento interno de la humedad que proviene de las partículas de agregado dentro de la pasta de cemento hidratado circundante afecte el desarrollo de fluencia por secado, pero no se cuenta con una valoración cuantitativa de este efecto.

La *absorción de sonido* del concreto de peso ligero se puede considerar buena porque la energía de sonido llevada por el aire llega a convertirse en calor en los huecos diminutos del agregado, de manera que el coeficiente de absorción de sonido es aproximadamente el doble que para el concreto ordinario. Una superficie con revestimiento, sin embargo, ofrecería una reflexión de sonido mucho más alta. El concreto de agregado de peso ligero no posee propiedades particularmente buenas de aislamiento de sonido porque este aislamiento es mejor cuanto más alta es la densidad del material (véase la página 242).

Los beneficios de la combinación de un coeficiente de expansión térmica y una conductividad térmica más bajos, poseídos por el concreto de agregado de peso ligero, se pueden aprovechar en situaciones en que la superficie de concreto es expuesta a una elevación local de temperatura altamente grande, por ejemplo, en un pavimento utilizado por una aeronave de ascenso vertical.^{13.108} La expansión local en el calentamiento, que es restringida por el concreto

frío circundante, es más baja cuando se emplea concreto de agregado de peso ligero. Esto, en unión con un módulo de elasticidad más bajo del concreto de agregado de peso ligero, da por resultado un esfuerzo más bajo que si se tratara de concreto de peso normal. En consecuencia, el daño local se puede evitar.

La baja conductividad térmica del concreto del agregado de peso ligero reduce la elevación de temperatura del acero embebido en el caso de fuego. La combinación de una baja conductividad térmica y un bajo coeficiente de expansión térmica es benéfica en la exposición al fuego. El agregado es estable a temperaturas altas, habiendo él mismo sido sujeto a proceso a temperaturas que sobrepasan los 1,100 °C.^{13.143} En la tabla 13.11.^{13.148} se dan algunos datos sobre resistencia al fuego de muros de mampostería huecos.

Propiedades térmicas del concreto de agregado de peso ligero

Algunos valores típicos del coeficiente de expansión térmica del concreto de agregado de peso ligero se dan en la tabla 13.12. A partir de una comparación con la figura 8.11, se puede ver que el concreto de agregado de peso ligero tiene por lo regular una expansión térmica más baja que el concreto de peso normal. Esto puede producir algunos problemas cuando se emplean lado a lado los concretos de peso ligero y de peso normal. Se puede observar que la baja expansión térmica del concreto de agregado de peso ligero reduce la tendencia al alabeo o pandeo cuando las dos caras de un elemento de concreto están expuestas a temperaturas diferentes.

Tabla 13.13 Datos de guía sobre concreto celular (con base en la ref. 13.146)

Contenido de cemento				
kg/m ³	300	320	360	400
Densidad tal como se coloca				
kg/m ³	500	900	1300	1700
Densidad de secado en horno				
kg/m ³	360	760	1180	1550
Contenido de agregado fino				
kg/m ³	0	420	780	1130
Contenido de aire				
porcentaje	78	62	45	28
Resistencia a la compresión				
MPa	1	2	5	10
Conductividad térmica				
Jm/m ² s°C	0.01	0.2	0.4	0.6

En la figura 13.16 ^{13.150} se muestran algunos datos sobre conductividad térmica del concreto de agregado de peso ligero en una condición de secado en horno. La humedad que absorbe el concreto aumenta significativamente su conductividad térmica. ^{13.141}

Vale la pena observar que, en colados masivos de concreto de agregado de peso ligero, la baja conductividad térmica da por resultado una pérdida reducida de calor hacia el medio ambiente.

Concreto celular

En la clasificación inicial del concreto de peso ligero se dijo que un método para reducir la densidad del concreto consiste en la introducción de huecos estables dentro de la pasta de cemento endurecido o mortero. Los huecos se pueden producir por gas o por aire; de ahí, los nombres de concreto con gas y concreto aireado. Puesto que el aire se introduce mediante un agente que forma espuma, el concreto también se llama concreto espumado. Hablando estrictamente, el término “concreto” es inapropiado porque no hay presencia de agregado grueso.

La introducción de gas se realiza comúnmente por medio del empleo de polvo de aluminio finamente dividido, con una proporción de alrededor de 0.2 por ciento por peso de cemento. La reacción del polvo con un hidróxido de calcio o álcalis del cemento libera burbujas de hidrógeno. Las burbujas expanden la pasta de cemento o mortero, que debe tener una consistencia tal como para evitar su escape.

Se puede mencionar de paso que el polvo de aluminio se utiliza también en lechada para concreto postensado, con el objeto de asegurar el llenado completo de la cavidad por la lechada que se expande en un espacio confinado.

Las burbujas de aire se pueden producir en la mezcla ya sea por una espuma formada previamente (hecha en un generador especial de espuma) introducida en la mezcladora junto con el cemento, el agua y el agregado

fino, o alternativamente por mezclado de un concentrado de espuma junto con los otros ingredientes de la mezcla en una mezcladora de *alto cortante*. En cualquier caso, las celdas de espuma deben tener “paredes” que permanezcan estables durante el mezclado, la transportación (que puede incluir bombeo) y la colocación del concreto fresco. Las celdas, o burbujas, son discretas y varían de tamaño entre 0.1 y 1 mm.

El concreto celular está libre para fluir y se puede bombear y colocar fácilmente sin compactación. El material se puede utilizar para pisos, rellenos de zanjas, aislamiento de techos y otros propósitos de aislamiento, así como para hacer bloques de mampostería.

El concreto celular puede contener agregado o puede no contener agregado siendo este último generalmente el caso del concreto requerido para aislamiento térmico cuando se puede obtener una densidad de secado en horno de 300 kg/m³, y excepcionalmente tan baja como 200 kg/m³. Cuando en la mezcla se incluye agregado fino, ya sea de peso normal o de peso ligero, la densidad tal como se coloca se halla entre 800 y 2,080 kg/m³. ^{13.144} Se requiere atención considerable al utilizar valores de densidad porque esta es afectada significativamente por la condición de humedad del concreto. La densidad con secado al aire es pertinente para condiciones en servicio, que por supuesto pueden ser diferentes de un caso a otro. Como una aproximación, la densidad de secado al aire es 80 kg/m³ menor que la densidad tal como se coloca. El valor mínimo de densidad es la densidad de secado en horno, que es de interés en la determinación de la conductividad térmica del concreto celular dado. La densidad de secado en horno se puede calcular sobre la suposición de que la masa de un volumen unitario de concreto celular es la suma de la masa del agregado (si existe alguno), la masa del cemento y la masa del agua combinada químicamente con el cemento, que se supone representa 20 por ciento de la masa del cemento.

Tabla 13.14 Propiedades típicas de concreto aireado en autoclave (curado con vapor de agua a alta presión) (Crown Copyright) ^{13.134}

Densidad seca	Resistencia a la compresión (probado húmedo)	Resistencia a la flexión	Módulo de elasticidad	Conductividad térmica de humedad de 3 por ciento
kg/m ³	MPa	MPa	GPa	J/m ² s°C
450	3.2	0.65	1.6	0.12
525	4.0	0.75	2.0	0.14
600	4.5	0.85	2.4	0.16
675	6.3	1.00	2.5	0.18
750	7.5	1.25	2.7	0.20

Tabla 13.15 Propiedades típicas de concreto sin finos con agregado de 9.5 -19 mm (3/8 - ¾ pulg.)^{13.154}

Relación agregado/cemento por volumen	Relación agua/cemento por peso	Densidad	Resistencia a la compresión de 28 días
		kg/m ³	MPa
6	0.38	2020	14
7	0.4	1970	12
8	0.41	1940	10
10	0.45	1870	7

Como en otros concretos de peso ligero, la resistencia varía en proporción a la densidad, y así lo hace la conductividad térmica. Hoff^{13.151} sugirió que la resistencia del concreto celular se puede expresar como una función del contenido de vacíos tomados como la suma de los vacíos inducidos y el volumen de agua evaporable. Así, la resistencia del concreto celular curado con humedad es regida por el volumen total de vacíos del concreto; o sea, la resistencia está influida tanto por la relación agua/cemento de la mezcla como por el volumen de vacíos inducidos.^{13.145} Sin embargo, la resistencia puede no ser de importancia suma, siendo las propiedades térmicas el criterio para el uso del concreto celular. Las propiedades típicas del concreto celular usado en el Reino Unido se muestran en la tabla 13.13;^{13.146} sobre resistencias más altas se ha informado en Estados Unidos.^{13.144} El módulo de elasticidad del concreto celular está generalmente entre 1.7 y 3.5 GPa.

El concreto celular exhibe contracción alta, que va desde 700×10^{-6} para concreto celular con una densidad de secado en horno de $1,600 \text{ kg/m}^3$ hasta $3,000 \times 10^{-6}$ cuando la densidad de secado en horno es 400 kg/m^3 .^{13.146} El movimiento de humedad es también alto. La variación usual del coeficiente de permeabilidad es de 10^{-6} a 10^{-10} m/s.^{13.144} Sin embargo, no surgen problemas con la humedad en edificaciones por lo regular porque el concreto celular sin protección no debe exponerse a la intemperie.

Concreto aireado en autoclave

El concreto celular considerado hasta aquí es curado con humedad, comúnmente por medio de vapor de agua a la presión atmosférica. Sin embargo, también se puede emplear, autoclave es decir el curado con vapor de agua a presión alta (véase la página 257). El último método da por resultado una resistencia más alta, pero el concreto aireado en autoclave, como se le llama habitualmente, requiere la producción en fábrica. Las unidades de mampostería se hacen cortando la masa original mientras todavía está blanda. El refuerzo de acero se puede incorporar en las

unidades pero, puesto que el concreto celular no protege el refuerzo embebido, es necesario el tratamiento previo del refuerzo. Las unidades están listas para su uso de inmediato, en seguida del enfriamiento después de la producción; sin embargo, su contenido inicial de humedad de 20 a 30 por ciento por peso se deberá reducir por secado en la atmósfera, con la contracción concomitante que ocurre.

Los beneficios de curar en autoclave, usualmente a 180°C , surgen de una rápida reacción puzolánica entre el cemento portland y a menudo cal agregada, con arena silícea muy fina o ceniza volante, o una mezcla de los dos materiales. La ceniza volante imparte un color gris, mientras que con arena pura, el color es blanco. El C-S-H formado reacciona inicialmente con el sílice agregado en la mezcla, de manera que el producto final tiene una relación de $\text{Ca}/(\text{Al} + \text{Si})$ de alrededor de 0.8; algo de sílice sin reaccionar permanece.^{13.136}

La tabla 13.14^{13.134} da las propiedades del concreto aireado en autoclave hecho en el Reino Unido en la forma de unidades de mampostería o tableros reforzados. Generalmente, éstos tienen resistencias menores (2 a 8 MPa) que el concreto de peso normal, pero poseen la ventaja de una densidad más baja, comúnmente 500 a $1,000 \text{ kg/m}^3$, y mejores propiedades de aislamiento térmico. Se debe recordar que la conductividad térmica aumenta linealmente con el contenido de humedad: cuando éste es 20 por ciento, la conductividad es habitualmente casi el doble que cuando el contenido de humedad es cero.^{13.152}

La permeabilidad al aire del concreto aireado en autoclave disminuye con un aumento en su contenido de humedad pero, aun cuando el concreto esté seco, la permeabilidad a presiones bajas (tales como las generadas por viento) es insignificante.^{13.152}

El concreto aireado en autoclave no permite que el agua se eleve por acción capilar a través de los poros grandes. En consecuencia, el material tiene buena resistencia a la

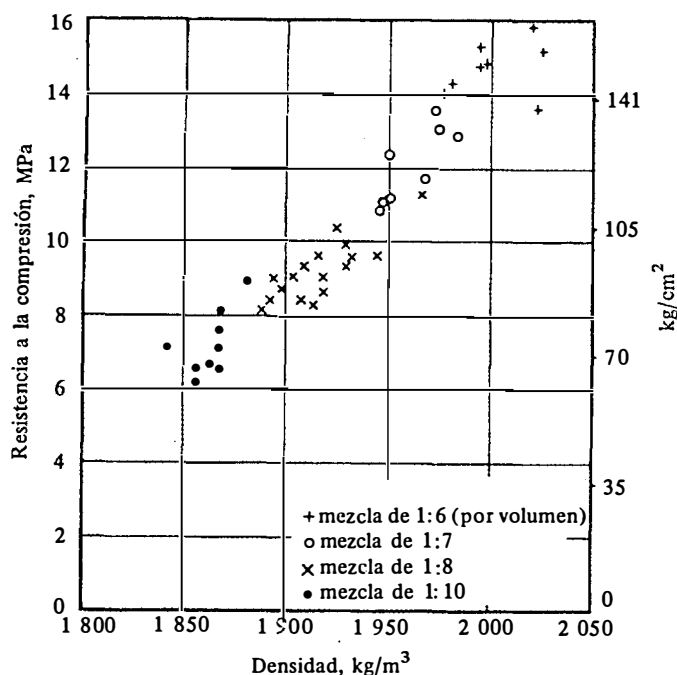


Figura 13.17 Resistencia a la compresión de concreto sin finos a la edad de 28 días como una función de su densidad en el momento de la prueba.^{13.154}

congelación y deshielo,^{13.152} siempre que la pasta de cemento hidratada no sea vulnerable.

Las recomendaciones para determinar las varias propiedades del concreto aireado en autoclave han sido publicadas por el RILEM;^{13.137} además, la norma EN 678:1993 prescribe el método para determinar la densidad en seco, y la norma EN 679:1993 cubre la medición de resistencia a la compresión. La determinación de la contracción se prescribe en la norma EN 680:1993. El Building Research Establishment analiza las propiedades típicas del concreto aireado en autoclave.^{13.134}

Concreto sin finos

Ésta es una forma de concreto de peso ligero obtenido cuando se omite el agregado fino, es decir, está compuesto solamente por cemento, agua, y agregado grueso. El concreto sin finos es así una aglomeración de partículas de agregado grueso, cada una rodeada por un recubrimiento de pasta de cemento hasta alrededor de 1.3 mm de espesor. Por lo tanto, existen huecos grandes dentro del cuerpo del concreto, que son los responsables de su baja resistencia, pero su tamaño grande significa que ningún movimiento capilar de agua puede ocurrir.

La densidad del concreto sin finos depende primariamente de la granulometría del agregado. Puesto que el agregado

con buena granulometría se empaca a una densidad aparente más alta que cuando las partículas son todas de un tamaño, el concreto sin finos de baja densidad se obtiene con agregado de un tamaño. El tamaño usual es de 10 a 20 mm (3/8 a ¾ pulg.); se permite un sobretamaño de 5 por ciento y un subtamaño de 10 por ciento, pero ninguna partícula deberá ser menor de 5 mm (3/16 pulg.). Se deberán evitar partículas escamosas o alargadas. No se recomienda el uso de agregado triturado con bordes agudos ya que puede ocurrir trituración local con la carga. El agregado se tendrá que humedecer antes del mezclado para facilitar su recubrimiento uniforme por la pasta de cemento.

No hay pruebas de trabajabilidad para concreto sin finos; es adecuada una verificación visual para asegurar el recubrimiento parejo de todas las partículas. El agregado sin finos se debe colocar en forma muy rápida porque la delgada capa de pasta de cemento se puede secar completamente; esto daría por resultado una menor resistencia.^{13.119}

No se deberá aplicar compactación al concreto sin finos, pero puede ser útil el varillado en las esquinas de la cimbra y alrededor de obstáculos (donde hay un riesgo de arqueo). La vibración, diferente de la de duración muy corta, puede causar que la pasta de cemento escurra del agregado. Puesto que el concreto sin finos no se segrega, se puede dejar caer desde una altura considerable y colocar en colados muy altos de hasta tres pisos;^{13.119} la baja presión

ejercida sobre la cimbra es una ventaja en cuanto a esto. Sin embargo, puesto que el concreto sin finos nuevo exhibe muy poca cohesión, la cimbra debe permanecer en su lugar hasta que se haya desarrollado suficiente resistencia para mantener junto el material. El curado húmedo es importante, especialmente en condiciones de clima seco o con vientos, a causa del pequeño espesor de pasta de cemento.^{13.153}

La densidad del concreto sin finos se calcula simplemente como la suma de la densidad aparente del agregado (en el estado de compactación apropiado) más el contenido de cemento en kg/m^3 más el contenido de agua en kg/m^3 . Esto es así porque el concreto sin finos se compacta muy poco. Con el agregado de peso normal, la densidad del concreto sin finos varía entre 1,600 y 2,000 kg/m^3 (véase la tabla 13.15) pero, si se utiliza agregado de peso ligero, se puede obtener concreto sin finos con una densidad de sólo 640 kg/m^3 .

La resistencia a la compresión del concreto sin finos varía generalmente entre 1.5 y 14 MPa, lo que depende principalmente de su densidad, que es regida por el contenido de cemento^{13.154} (figura 13.17). La relación agua/cemento como tal no es el principal factor que controla y, en efecto, hay una relación agua/cemento óptima, para cualquier agregado dado. Una relación agua/cemento más alta que la óptima haría que la pasta de cemento se escurriera lejos de las partículas de agregado, mientras que con una relación agua/cemento demasiado baja, la pasta de cemento no sería suficientemente adhesiva y no se podría lograr la composición propia del concreto.

Es bastante difícil predecir la relación agua/cemento óptima, especialmente porque es afectada por la absorción del agregado, pero como regla general, el contenido de agua de la mezcla se puede tomar como 180 kg por metro cúbico de concreto. La relación agua/cemento dependerá entonces del contenido necesario de cemento para un recubrimiento suficiente del agregado; habitualmente, la relación agua/cemento está entre 0.38 y 0.52.^{13.153} La resistencia resultante se ha de determinar por medio de prueba. Con relación a esto, se deberá observar que los especímenes de prueba para la prueba de compresión tienen que compactarse de una manera especial, utilizando una pieza de extensión del molde y una apisonadora en un tubo guía; la norma BS 1881: Parte 113:1983 prescribe el método de prueba.

El aumento de resistencia del concreto sin finos con la edad es igual que el del concreto normal. La resistencia a la flexión es comúnmente 30 por ciento de la resistencia a la compresión, es decir, relativamente más alta que en el concreto ordinario.^{13.153} El módulo de elasticidad varía

con la resistencia; por ejemplo, un módulo de 10 GPa se halló a una resistencia de 5 MPa.

La contracción del concreto sin finos es considerablemente más baja que la del concreto normal: un valor típico es 120×10^{-6} , pero hasta 200×10^{-6} cuando la humedad relativa es extremadamente baja. Esto es porque la pasta de cemento está presente sólo como un delgado recubrimiento, y la contracción por secado está muy restringida por el agregado. Puesto que la pasta tiene una gran superficie expuesta al aire, la rapidez de contracción es muy alta: el movimiento total puede terminar en poco más de un mes, y la mitad de la contracción puede tener lugar en 10 días.

El coeficiente de expansión térmica del concreto sin finos es alrededor de 0.6 a 0.8 del que presenta el concreto normal, pero el verdadero valor del coeficiente de expansión térmica depende del tipo de agregado utilizado.

El coeficiente de conductividad térmica del concreto sin finos está entre 0.69 y 0.94 $\text{J/m}^2\text{s}^\circ\text{C/m}$ cuando se emplea agregado de peso normal, pero sólo es alrededor de 0.22 $\text{J/m}^2\text{s}^\circ\text{C/m}$ con agregado de peso ligero. Sin embargo, un alto contenido de humedad en el concreto aumenta muy apreciablemente la conductividad térmica.

A causa del gran tamaño de los poros, el concreto sin finos no está sujeto a succión capilar. En consecuencia, es altamente resistente a la congelación, siempre que, por supuesto, los poros no estén saturados; si estuvieran saturados, la congelación causaría una desintegración rápida. Sin embargo, la alta absorción de agua hace al concreto sin finos inconveniente para su uso en cimentaciones y en las situaciones en que puede llegar a saturarse con agua. La absorción máxima puede ser tan alta como 25 por ciento por volumen, o la mitad de esa cantidad por masa pero, en condiciones normales, el agua absorbida no excede de un quinto del máximo. Sin embargo, las paredes externas tienen que cubrirse con revestimiento en ambos lados; esto tiene también el efecto de reducir la permeabilidad al aire. El revestimiento y la pintura reducen las propiedades de absorción de sonido del concreto sin finos (por el cierre de los poros) de modo que, allí donde se consideren de importancia suma las propiedades acústicas, un lado de la pared deberá quedar sin cubrir con revestimiento. Se puede observar que la textura abierta del concreto sin finos lo hace muy conveniente para revestimientos.

Un efecto benéfico de los poros grandes del concreto sin finos es que permiten el drenaje fácil en circunstancias apropiadas. Esto se aprovecha en el uso de concreto sin finos con un contenido de vacíos de aire de al menos 15 por ciento en pavimentos alrededor de árboles (los cuales así no

van a verse desprovistos de agua) y en estacionamientos domésticos de automóviles (sobrecapa en una subrasante permeable).^{13.133}

El uso principal del concreto sin finos es en muros que no soportan carga en edificaciones domésticas y para rellenar tableros de las estructuras de marco. El concreto sin finos no se emplea normalmente en concreto reforzado pero, si esto se requiere, el acero de refuerzo se ha de recubrir con una capa delgada de alrededor de 3 mm de pasta de cemento para mejorar las características de adherencia y para impedir la corrosión. La manera más fácil de recubrir el acero de refuerzo es con el uso de concreto lanzado.

Concreto para clavar

A veces se requiere hacer concreto para clavar, y esto se puede lograr empleando aserrín como agregado. El concreto para clavar es un material dentro del cual se pueden hincar clavos y en el cual éstos se sostienen firmemente. La última consideración se hace porque, por ejemplo, en algunos concretos de baja densidad, los clavos, aunque se hincan fácilmente, no se sostienen bien. De acuerdo con el ACI 523.1R-92^{13.118} el concreto deberá tener una resistencia mínima de sustentación de 178 N cuando se aplica para recibir clavos de calidad especial para techado. Las propiedades para clavar son requeridas en algunos tipos de construcción y en unidades prefabricadas para casas. A causa de su muy grande movimiento de humedad, el concreto con aserrín no se deberá emplear en situaciones en que esté expuesto a humedad.

El concreto con aserrín está compuesto por partes aproximadamente iguales por volumen de cemento portland, arena, y aserrín de pino, con agua para dar un revenimiento de 25 a 50 mm. Tal concreto se adhiere bien al concreto ordinario y es un buen aislante. El aserrín deberá estar limpio y no tener una gran cantidad de corteza ya que esto introduce un alto contenido orgánico y trastorna las reacciones de hidratación. El tratamiento químico del aserrín es aconsejable para evitar un efecto adverso en el fraguado y en la hidratación, para impedir que se pudra el aserrín y para reducir su movimiento de humedad. Los mejores resultados se obtienen con un tamaño de aserrín entre los tamices de 6.3 mm y de 1.18 mm (ASTM núm. 16) pero, a causa del comportamiento variable de diferentes clases de aserrín, se recomienda el uso de una mezcla de prueba. El concreto con aserrín tiene una densidad entre 650 y 1,600 kg/m³.

El aserrín de madera dura tropical se ha empleado para hacer concreto con aserrín con una resistencia a la compresión de 28 días (medida en cubos) de 30 MPa y una

resistencia a la tensión indirecta de 2.5 MPa; el concreto tenía una densidad de 1,490 kg/m³.^{13.120}

Otros desperdicios de madera, tales como astillas y virutas, tratadas químicamente en forma conveniente, también se han empleado para hacer concreto que no soporta carga con una densidad de 800 a 1200 kg/m³. Se pueden utilizar también gránulos de corcho.^{13.155}

El concreto para clavar se puede hacer también con otros agregados tales como escoria, piedra pómez, lava vesicular oscura con ceniza y perlita expandidas.

También se utilizan materiales orgánicos sintéticos, por ejemplo, poliestireno expandido. Éste tiene una densidad aparente menor de 10 kg/m³ y produce concreto con propiedades aislantes particularmente buenas. Una mezcla con 410 kg de cemento por metro cúbico tiene una densidad de 550 kg/m³ y una resistencia de 2 MPa. Sin embargo, a causa de una amplia disparidad en la densidad de los ingredientes de la mezcla, el mezclado es difícil, y se puede requerir el uso de un volumen grande de aire incluido, hasta 15 por ciento. Es necesario tener cuidado en el manejo del poliestireno porque es combustible.^{13.118}

El ACI 523.1R-92^{13.118} da una guía sobre el concreto de baja densidad en general, definido como concreto con una densidad de secado en horno no mayor que 800 kg/m³. Tal concreto tiene una resistencia a la compresión entre aproximadamente 0.7 y 6 MPa. La característica esencial de ese concreto cuando se utiliza para propósitos de aislamiento es su bajo coeficiente de conductividad térmica, el cual deberá ser menor de aproximadamente 0.3 J/m² s °C/m.

Si el agua ingresa en el concreto, su conductividad térmica aumentará muy significativamente. Esto puede suceder con agregados de perlita y vermiculita, pero no cuando se utilizan cordones de poliestireno de celdas cerradas.^{13.107}

Nota en torno a los concretos especializados

Se puede interpretar, correctamente que el título de este capítulo, incluye también otros concretos especiales. Algunos de éstos tienen aplicaciones altamente específicas y son tratados en publicaciones a propósito. Otros comprenden ingredientes adicionales que deberán tratarse en detalle para una descripción significativa del concreto resultante. Esto no se puede hacer dentro de los límites del presente libro. Por lo tanto, se ha pensado que lo mejor es no tratar otras mezclas diferentes de aquellas que generalmente se entienden como concreto sin una referencia calificada a un material adicional especial.

Referencias

- 13.1 K. W. Nasser and P. S. H. Lai, "Resistance of fly ash concrete to freezing and thawing", in *Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*, Vol. 1, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1992, pp. 205-26.
- 13.2 R. J. Detwiler, C. A. F. Pohunda and J. Natale, "Use of supplementary cementing materials to increase the resistance to chloride ion penetration of concretes cured at elevated temperatures", *ACI Materials Journal*, 91, núm. 1, 1994, pp. 63-6.
- 13.3 R. J. Detwiler, K. O. Kjellsen and O. E. Gjorv, "Resistance to chloride intrusion of concrete cured at different temperatures", *ACI Materials Journal*, 88, núm. 1, 1991, pp. 19-24.
- 13.4 G. M. Campbell and R. J. Detwiler, "Development of mix designs for strength and durability of steam-cured concrete", *Concrete International*, 15, núm. 17, 1993, pp. 37-9.
- 13.5 K. L. Scrivener, A. Bentur and P. L. Pratt, "Quantitative characterization of the transition zone in high strength concretes", *Advances in Cement Research*, 1, núm. 4, 1988, pp. 230-7.
- 13.6 R. N. Swamy, "Fly ash and slag: standards and specifications - help or hindrance?", *Materials and Structures*, 26, núm. 164, 1993, pp. 600-14.
- 13.7 V. M. Malhotra, "Fly ash, slag, silica fume, and rice-husk ash in concrete: a review", *Concrete International*, 15, núm. 4, 1993, pp. 23-8.
- 13.8 D. M. Roy, "The effect of blast furnace slag and related materials on the hydration and durability of concrete", in *Durability of Concrete - G. M. Idorn Int. Symp.*, ACISP-131, Detroit, Michigan, 1992, pp. 195-208.
- 13.9 D. M. Roy, "Hydration of blended cements containing slag, fly ash, or silica fume", *Proc. of Meeting Institute of Concrete Technology*, Coventry, UK, 29 abril-1 mayo 1987, 29 pp.
- 13.10 D. W. Hobbs, "Influence of pulverized-fuel ash and granulated blastfurnace slag upon expansion caused by the alkali-silica reaction", *Mag. Concr. Res.*, 34, núm. 119, 1982, pp. 83-94.
- 13.11 K. W. Nasser and S. Ghosh, "Durability properties of high strength concrete containing silica fume and lignite fly ash" in *Durability of Concrete*, Ed. V. M. Malhotra, ACISP-145, Detroit, Michigan, 1994, pp. 191-214.
- 13.12 CUR Report, "Fly ash as addition to concrete", Centre for Civil Engineering Research and Codes, Report 144, Gouda, The Netherlands, 1991, 99 pp.
- 13.13 K. Horiguchi et al., "The rate of carbonation in concrete made with blended cement, in durability of Concrete", Ed. V. M. Malhotra, ACISP-145, Detroit, Michigan, 1994, pp. 917-29.
- 13.14 S. H. Gebler and P. Klieger, "Effect of fly ash on physical properties of concrete, in *Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete*", Vol. 1, Ed. V. M. Malhotra, ACISP-91, Detroit, Michigan, 1986, pp. 1-50.
- 13.15 A. L. A. Fraay, J. M. Bijen and Y. M. de Haan, "The reaction of fly ash in concrete a critical examination", *Cement and Concrete Research*, 19, núm. 2, 1989, pp. 235-46.
- 13.16 T. C. Hansen, "Long-term strength of fly ash concretes", *Cement and Concrete Research*, 20, núm. 2, 1990, pp. 193-6.
- 13.17 B. Mather, "A discussion of the paper "Long-term strength of fly ash" by T. C. Hansen", *Cement and Concrete Research*, 20, núm. 5, 1990, pp. 833-7.
- 13.18 ACI226.3R-87, "Use of fly ash in concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994, 29 pp.
- 13.19 I. Odler, "Final report of Task Group 1, 68-MMH Technical Committee on Strength of Cement", *Materials and Structures*, 24, núm. 140, 1991, 143-57.
- 13.20 J. Papayianni and T. Valiasis, "Residual mechanical properties of heated concrete incorporating different pozzolanic materials", *Materials and Structures*, 24, núm. 140, 1991, pp. 115-21.
- 13.21 B. K. Marsh, R. L. Day and D. G. Bonner, "Strength gain and calcium hydroxide depletion in hardened cement pastes containing fly ash", *Mag. Concr. Res.*, 38 núm. 134, 1986, pp. 23-9.
- 13.22 P. K. Mehta, "Influence of fly ash characteristics on the strength of portland-fly ash mixtures", *Cement and Concrete Research*, 15, núm. 4, 1985, pp. 669-74.
- 13.23 G. M. Idorn and N. Thaulow, "Effectiveness of research on fly ash in concrete", *Cement and Concrete Research*, 15, núm. 3, 1985, pp. 535-44.
- 13.24 H. T. Cao et al., "Corrosion behaviours of steel embedded in fly ash blended cements", *Durability of Concrete*, Ed. V. M. Malhotra, ACISP-145, Detroit, Michigan, 1994, pp. 215-27.
- 13.25 P. Tikalsky and R. L. Carrasquillo, "Fly ash evaluation and selection for use in sulfate-resistant concrete", *ACI Materials Journal*, 90, núm. 6, 1991, pp. 545-51.
- 13.26 K. Wesche (Ed.), "Fly Ash in Concrete, RILEM Report of Technical Committee 67-FAB, section 3.1.5 by I. Jawed and J. Skalný", E & FN Spon, London, 1991, pp. 59-62.
- 13.27 P. J. Nixon et al., "The effect of pfa with a high total alkali content on pore solution composition and alkali-silica reaction, *Mag. Concr. Res.*, 38, núm. 134, 1986, pp. 30-5.
- 13.28 K. Wesche (Ed.), "Fly Ash in Concrete", RILEM Report of Technical Committee 67-FAB, section 3.2.5 by J. Bijen, E & FN Spon, London, 1991, p. 103.
- 13.29 R. Lewandowski, "Effect of different fly-ash qualities and quantities on the properties of concrete", *Betonwerk + Fertigteil*, núms. 1,2 and 3, 1983, 18 pp.

- 13.30 A. Bilodeau et al., "Durability of concrete incorporating high volumes of fly ash from sources in the U.S.", *ACI Materials Journal*, 91, núm. 1, 1994, pp. 3-12.
- 13.31 P. J. Tikalsky, P. M. Carrasquillo and R. L. Carrasquillo, "Strength and durability considerations affecting mix proportioning of concrete containing fly ash", *ACI Materials Journal*, 85, núm. 6, 1988, pp. 505-11.
- 13.32 ACI 226.1R-87, "Ground granulated blast-furnace slag as a cementitious constituent in concrete", *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 16 pp.
- 13.33 P. J. Robins, S. A. Austin and A. Issaad, "Suitability of GGBFS as a cement replacement for concrete in hot arid climates", *Materials and Structures*, 25, núm. 154, 1992, pp. 598-612.
- 13.34 K. Sakai et al., "Properties of granulated blast-furnace slag cement concrete", in *Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*, Vol. 2, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1992, pp. 1367-83.
- 13.35 V. Sivasundaram and V. M. Malhotra, "Properties of concrete incorporating low quantity of cement and high volumes of ground granulated slag", *ACI Materials Journal*, 89, núm. 6, 1992, pp. 554-63.
- 13.36 D. M. Roy and G. M. Idorn, "Hydration, structure and properties of blast furnace slag cements, mortars, and concrete", *ACI Journal*, núm. 6, noviembre/diciembre 1982, pp. 444-57.
- 13.37 J. Virtanen, "Field study on the effects of additions on the salt-scaling resistance of concrete", *Nordic Concrete Research*, Publication núm. 9, Oslo, diciembre 1990, pp. 197-212.
- 13.38 P. Male, "An overview of microsilica concrete in the U.K.", *Concrete*, 23, núm. 9, London, 1989, pp. 35-40.
- 13.39 J. P. Ollivier, A. Carles-Gibergues and B. Hanna, "Activité pouzzolanique et action de remplissage d'une fumée de silice dans les matrices de béton de haute résistance", *Cement and Concrete Research*, 18, núm. 3, 1988, pp. 438-48.
- 13.40 T. C. Holland and M. D. Luther, "Improving concrete durability with silica fume", in *Concrete and Concrete Construction*, Lewis H. Tuthill Int. Symposium, ACI SP-104, Detroit, Michigan, 1987, pp. 107-22.
- 13.41 P. C. Aytgin (Ed.), "Condensed Silica Fume", *Faculté de Sciences Appliquées*, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 1983, 52 pp.
- 13.42 JSCE "Recommendation for design and construction of concrete containing ground granulated blast-furnace slag as an admixture", *Concrete Library of JSCE* núm. 11, Japan, 1988, 58 pp.
- 13.43 R. F. M. Bakker, "Diffusion with and into concrete", 13th Annual Convention of the Institute of Concrete Technology, University Of Technology, Loughborough, marzo 1985, 21 pp.
- 13.44 X. Cong et al., "Role of silica fume in compressive strength of cement paste, mortar and concrete", *ACI Materials Journal*, 89, núm. 4, 1992, pp. 375-87.
- 13.45 D. P. Bentz, P. E. Stutzman and E. J. Garboczi, "Experimental and simulation studies of the interfacial zone in concrete", *Cement and Concrete Research*, 22, núm. 5, 1992, pp. 891-902.
- 13.46 J. A. Larbi, A. L. A. Fraay and J. M. J. M. Bijen, "The chemistry of the pore fluid of silica fume-blended cement systems", *Cement and Concrete Research*, 20, núm. 4, 1990, pp. 506-16.
- 13.47 F. de Larrard and P. -C. Aytgin, "Apparent strength retrogression of silica-fume concrete", *ACI Materials Journal*, 90, núm. 6, 1993, pp. 581-5.
- 13.48 Rasheeduzzafar, S. S. Al-Saadoun and A. S. Al-Gahtani, "Reinforcement corrosion-resisting characteristics of silica-fume blended-cement concrete", *ACI Materials Journal*, 89, núm. 4, 1992, pp. 337-44.
- 13.49 R. D. Hooton, "Influence of silica fume replacement of cement on physical properties and resistance to sulfate attack, freezing and thawing, and alkali-silica reactivity", *ACI Materials Journal*, 90, núm. 2, 1993, pp. 143-51.
- 13.50 M. D. Cohen, A. Goldman and W. -F. Chen, "The role of silica gel in mortar: transition zone versus bulk paste modification", *Cement and Concrete Research*, 24, núm. 1, 1994, pp. 95-8.
- 13.51 M. -H. Zhang and O. E. Gjorv, "Effect of silica fume on pore structure and chloride diffusivity of low porosity cement pastes", *Cement and Concrete Research*, 21, núm. 6, 1991, pp. 1006-14.
- 13.52 R. F. Feldman and C. -Y. Huang, "Resistance of mortars containing silica fume to attack by a solution containing chlorides", *Cement and Concrete Research*, 15, núm. 3, 1985, pp. 411-20.
- 13.53 P. -C. Aytgin and M. Regourd, "The use of condensed silica fume to control alkali-silica reaction - a field case study", *Cement and Concrete Research*, 15, núm. 4, 1985, pp. 711-19.
- 13.54 A. E. Fiorato, "PCA research on high-strength concrete", *Concrete International*, 11, núm. 4, 1989, pp. 44-50.
- 13.55 FIP, "Condensed Silica Fume in Concrete, State-of-the-art Report", FIP Commission on Concrete, Thomas Telford, London, 1988, 37 pp.
- 13.56 F. de Larrard and J. -L. Bostvironnois, "On the long-term strength losses of silica-fume high-strength concretes", *Mag. Concr. Res.*, 43, núm. 155, 1991, pp. 109-19.
- 13.57 K. H. Khayat and P. C. Aytgin, "Silica fume in concrete - an overview", in *Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete*, Vol. 2, Ed. V. M. Malhotra ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1992, pp. 835-72.
- 13.58 G. G. Carrette and V. M. Malhotra, "Long-term strength development of silica fume concrete", in *Fly Ash, Silica Fume, Slag and*

- Natural Pozzolans in Concrete, Vol. 2, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1992, pp. 1017-44.
- 13.59 M. Sandvik and O. E. Gjorv, "Prediction of strength development for silica fume concrete", in Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Vol. 2, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1992, pp. 987-96.
- 13.60 C. D. Johnston, "Durability of high early strength silica fume concretes subjected to accelerated and normal curing", in Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Vol. 2, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1992, pp. 1167-87.
- 13.61 T. Yamato, Y. Emoto and M. Soeda, "Strength and freezing-and-thawing resistance of concrete incorporating condensed silica fume in Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Vol. 2", Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-91, Detroit, Michigan, 1986, pp. 1095-117.
- 13.62 E. J. Sellevold and F. F. Radjy, "Condensed silica fume (microsilica) in concrete: water demand and strength development", in The Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-products in Concrete, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-79, Detroit, Michigan, 1983, pp. 677-94.
- 13.63 M. Lessard, O. Chaallal and P. -C. Aytgin, "Testing high-strength concrete compressive strength", ACI Materials Journal, 90, núm. 4, 1993, pp. 303-8.
- 13.64 P. -C. Aytgin and P. K. Mehta, "Effect of coarse-aggregate characteristics on mechanical properties of high-strength concrete", ACI Materials Journal, 87, núm. 2, 1990, 103-7.
- 13.65 B. Miao et al., "Influence of concrete strength on in situ properties of large columns", ACI Materials Journal, 90, núm. 3, 1993, pp. 214-19.
- 13.66 M. Pigeon et al., "Influence of drying on the chloride ion permeability of HPC", Concrete International, 15, núm. 2, 1993, pp. 65-9.
- 13.67 M. Pigeon et al., "Freezing and thawing tests of high-strength concretes", Cement and Concrete Research, 21, núm. 5, 1991, pp. 844-52.
- 13.68 F. de Larrard, J. -F. Gorse and C. Puch, "Comparative study of various silica fumes as additives in high-performance cementitious materials", Materials and Structures, 25, núm. 149, 1992, pp. 265-72.
- 13.69 G. M. Idorn, "The effect of slag cement in concrete", NRMCA Publication núm. 167, Silver Spring, Maryland, abril 1983, 10 pp.
- 13.70 G. Rimmel, "Study of tensile fracture behaviour by means of bending tests on high strength concrete", Darmstadt Concrete, 5, 1990, pp. 155-62.
- 13.71 F. O. Slate and K. C. Hover, "Microcracking in concrete, in Fracture Mechanics of Concrete: Material Characterization and Testing", Eds A. Carpinteri and A. R. Ingraffien, Martinus Nijhoff, The Hague, 1984, pp. 137-59.
- 13.72 G. König, "High strength concrete", Darmstadt Concrete, 6, 1991, pp. 95-115.
- 13.73 W. Baalbaki, P. C. Aytgin and G. Ballivy, "On predicting modulus of elasticity in high-strength concrete", ACI Materials Journal, 89, núm. 5, 1992, pp. 517-20.
- 13.74 P. -C. Aytgin, S. L. Sarkar and P. Laplante, "Long-term characteristics of a very high strength concrete", Concrete International, 12, núm. 1, 1990, pp. 40-4.
- 13.75 F. de Larrard and C. Larive, "BHP et alcali-réaction: deux concepts incompatibles?", Bulletin Liaison Laboratoires des Ponts et Chaussées, 190, marzo-abril 1994, pp. 107-9.
- 13.76 H. Kukko and S. Matala, "Durability of high-strength concrete", Nordisk Betong, 34, núms. 2-3, 1990, pp. 25-9.
- 13.77 V. Novokshchenov, "Factors controlling the compressive strength of silica fume concrete in the range 100-150 MPa", Mag. Concr. Res., 44, núm. 158, 1992, pp. 53-61.
- 13.78 P. K. Mehta and P. -C. Aytgin, "Microstructural basis of selection of materials and mix proportions for high-strength concrete", in Utilization of High-Strength Concrete - 2nd International Symposium, ACI SP-121, Detroit, Michigan, 1990, pp. 265-86.
- 13.79 P. -C. Aytgin and A. Neville, "High-performance concrete demystified", Concrete International, 15, núm. 1, 1993, pp. 21-6.
- 13.80 A. Criaud and G. Cadoret, "HPCs and alkali silica reactions, the double role of pozzolanic materials, in High Performance Concrete: From Material to Structure", Ed. Y. Malier, E & FN Spon, London, 1992, pp. 295-304.
- 13.81 M. Kakizaki et al., "Effect of Mixing Method on Mechanical Properties and Pore Structure of Ultra High-strength Concrete", Katri Report núm. 90, Kajima Corporation, Tokyo, 1992, and also in ACI SP-132, CANMET/ACI, 1992, 19 pp.
- 13.82 G. Cadoret and P. Richard, "Full use of high performance concrete in building and public works", in High Performance Concrete: From Material to Structure, Ed. Y. Malier, E & FN Spon, London, 1992, pp. 379-411.
- 13.83 G. Causse and S. Montens, "The Roize bridge, in High Performance Concrete: From Material to Structure", Ed. Y. Malier, E & FN Spon, London, 1992, pp. 525-36.
- 13.84 The Institution of Structural Engineers and the Concrete Society, "Guide: Structural Use of Lightweight Aggregate Concrete", London, octubre, 1987, 58 pp.
- 13.85 J. Carmichael, "Pumice concrete panels", Concrete International, 8, núm. 11, 1986, pp. 31-2.
- 13.86 S. Smeplass, T. A. Hammer and T. Narum, "Determination of the effective composition of LWA concretes", Nordic, Concrete Research

- Publication núm. 11, Nordic Concrete Federation, Oslo, febrero 1992, pp. 153-61.
- 13.87 P. Maydl, "Determination of particle density of lightweight aggregates with porous surface, Materials and Structures, 21, núm. 125, 1988, pp. 394-7.
- 13.88 R. E. Philleo, "Freezing and Thawing Resistance of High Strength Concrete", Report 129, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC, 1986, 31 pp.
- 13.89 A. Jornet, E. Guidali and U. Mühlethaler, "Microcracking in high-performance concrete", Proceedings of the 4th Euroseminar on Microscopy Applied to Building Materials, Eds J. E. Lindqvist and B. Nitz, Sp. Report 1993: 15, Swedish National Testing and Research Institute: Building Technology, 1993, 6 pp.
- 13.90 ACI 225R-91, "Guide to the selection and use of hydraulic cements", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 29 pp.
- 13.91 ACI 363R-92, "State-of-the-art report on high-strength concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 55 pp.
- 13.92 F. P. Glasser, "Progress in the immobilization of radioactive wastes in cement", Cement and Concrete Research, 22, núms. 2/3, 1992, 201-6.
- 13.93 F. de Larrard and Y. Malier, "Engineering properties of very high performance concrete, in High Performance Concrete: From Materials to Structure", Ed. Y. Malier, E & FN Spon, London, 1992, pp. 85-114.
- 13.94 F. de Larrard and P. Acker, "Creep in high and very high performance concrete, in High Performance Concrete: From Materials to Structure", Ed. Y. Malier, E & FN Spon, London, 1992, pp. 115-26.
- 13.95 M. Baalbaki et al., "Properties and microstructure of high-performance concretes containing silica fume, slag, and fly ash", in Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete, Vol. 2, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1992, pp. 921-42.
- 13.96 B. Mayfield, "Properties of pelletized blastfurnace slag concrete", Mag. Concr. Res., 42, núm. 150, 1990, pp. 29-36.
- 13.97 V. R. Randall and K. B. Foot, "High strength concrete for Pacific First Center", Concrete international, 11, núm. 4, 1989, pp. 14-16.
- 13.98 Strategic Highway Research Program, SHRP-C-364, "High early strength concretes, Mechanical Behavior of High Performance Concretes", Vol. 4, NRC, Washington DC, 1993, 179 pp.
- 13.99 Strategic Highway Research Program, SHRP-C/FR-91-103, High Performance Concretes: A State-of-the-Art Report, NRC, Washington DC, 1991, 233 pp.
- 13.100 A. Mor, B. C. Gerwick and W. T. Hester, "Fatigue of high-strength reinforced concrete", ACI Materials Journal, 89, núm. 2, 1989, pp. 197-207.
- 13.101 A. Bentur and C. Jaegermann, "Effect of curing and composition on the properties of the outer skin of concrete", Journal of Materials in Engineering, 3, núm. 4, 1991, pp. 252-62.
- 13.102 E. Sielbel, "Ductility of normal and lightweight concrete", Darmstadt Concrete, núm. 3, 1988, pp. 179-87.
- 13.103 S. Karl, "Shrinkage and creep of very lightweight concrete", Darmstadt Concrete, núm. 4, 1989, pp. 97-105.
- 13.104 T. W. Bremner and T. A. Holm, "Elasticity, comparatibility and the behavior of concrete", ACI Journal, 83, núm. 2, 1986, pp. 244-50.
- 13.105 M. -H. Zhang and O. E. Gjorv, "Pozzolanic activity of lightweight aggregates", Cement and Concrete Research, 20, núm. 6, 1990, pp. 884-90.
- 13.106 M. -H. Zhang and O. E. Gjorv, "Mechanical properties of high strength lightweight concrete", ACI Materials Journal, 88, núm. 3, 1991, pp. 240-7.
- 13.107 C. L. Cheng and M. K. Lee, "Cryogenic insulating concrete - cement-based concrete with polystyrene beads", ACI Materials Journal, 83, núm. 3, 1986, pp. 446-54.
- 13.108 S. A. Austin, P. J. Robins and M. R. Richards, "Jetblast temperature-resistant concrete for Harrier aircraft pavements, The Structural Engineer", 70, núms. 23/24, 1992, pp. 427-32.
- 13.109 ACI 201.2R-92, "Guide to durable concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 41 pp.
- 13.110 M. -H. Zhang and O. E. Gjorv, "Characteristics of lightweight aggregate for high-strength concrete", ACI Materials Journal, 88, núm. 2, 1991, pp. 150-8.
- 13.111 F. D. Lydon, "Concrete Mix Design", 2nd Edn, Applied Science Publishers, London, 1982, 198 pp.
- 13.112 M. -H. Zhang and O. E. Gjorv, "Permeability of high-strength lightweight concrete", ACI Materials Journal, 88, núm. 5, 1991, pp. 463-9.
- 13.113 M. D. A. Thomas et al., "A comparison of the properties of OPC, PFA and ggbs concretes in reinforced concrete tank walls of slender section", Mag. Concr. Res., 42, núm. 152, 1990, pp. 127-34.
- 13.114 B. Osbaeck, "On the influence of alkalis on strength development of blended cements, in The Chemistry and Chemically-Related Properties of Cement", Ed. F. P. Glasser, British Ceramic Proceedings, núm. 35, septiembre 1984, pp. 375-83.
- 13.115 FIP, "Manual of Lightweight Aggregate Concrete", 2nd Edn, Surrey University Press, 1983, 259 pp.
- 13.116 ACI 318-95, "Building code requirements for structural concrete, ACI Manual of Concrete Practice, Part 3: Use of Concrete in Buildings - Design, Specifications, and Related Topics", Detroit, Michigan, 1996, 345 pp.

- 13.117 M. St. George, "Concrete aggregate from wastewater sludge", *Concrete International*, 8, núm. 11, 1986, pp. 27-30.
- 13.118 ACI 523.1R-92, "Guide for cast-in-place low-density concrete, ACI Manual of Concrete Practice, Part 5: Masonry, Precast Concrete, Special Processes", Detroit, Michigan, 1994, 8 pp.
- 13.119 K. M Brook, "No-fines concrete, *Concrete*", 16, núm. 8, London, 1982, pp. 27-8.
- 13.120 P. Paramasivram and Y. O. Loke, "Study of sawdust concrete", *The International Journal of Lightweight Concrete*, 2, núm. 1, 1980, pp. 57-61.
- 13.121 J. G. Cabrera and P. A. Claisse, "The effect of curing conditions on the properties of silica fume concrete, in *Blended Cements in Construction*", Ed. R. N. Swamy, Elsevier Science, London, 1991, pp. 293-301.
- 13.122 P. J. Svenkerud, P. Fidjestol and J. C. Artigues Texsa, "Microsilica based admixtures for concrete, in *Admixtures for Concrete: Improvement of Properties*", Proc. Int. Symposium, Barcelona, España, Ed. E. Vázquez. Chapman and Hall, London, 1990.
- 13.123 V. S. Dubovoy et al., "Effects of ground granulated blast-furnace slags on some properties of pastes, mortars, and concretes", *Blended Cement*, De. G. Frohnsdorff, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 897, Philadelphia, Pa, 1986, pp. 29-48.
- 13.124 A. Bilodeau and V. M. Malhotra, "Concrete incorporating high volumes of ASTM Class F fly ashes: mechanical properties and resistance to deicing salt scaling and to chloride-ion penetration, in *Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete*", Vol. 1, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-132, Detroit, Michigan, 1992, pp. 319-49.
- 13.125 G. Frigione, "Manufacture and characteristics of portland blast-furnace slag cements", in *Blended Cements*, Ed. G. Frohnsdorff, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 897, Philadelphia, Pa, 1986, pp. 15-28.
- 13.126 J. Daube and R. Bakker, "Portland blast-furnace slag cement: a review, in *Blended Cements*", Ed. G. Frohnsdorff, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 897, Philadelphia, Pa, 1986, pp. 5-14.
- 13.127 S. A. Austin, P. J. Robins and A. S. S. Al-Eesa, "The influence of early curing on the surface permeability and absorption of silica fume concrete", in *Durability of Concrete*, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-145, Detroit, Michigan, 1994, pp. 883-900.
- 13.128 R. D. Hooton and J. J. Emery, "Sulfate resistance of a Canadian slag cement", *ACI Materials Journal*, 87, núm. 6, 1990, pp. 547-55.
- 13.129 J. Havdahl and H. Justnes, "The alkalinity of cementitious pastes with microsilica cured at ambient and elevated temperatures", *Nordic Concrete Research*, núm. 12, febrero 1993, pp. 42-45.
- 13.130 R. Gagné and D. Gagnon, "L'utilisation du béton à haute performance dans l'industrie agricole", *Béton Canada*, Présentations de la Demi-Journée Ouverte le 5 octobre, 1994, University of Sherbrooke, Canada, 1994, pp. 23-35.
- 13.131 Canadian Standard Assn, A23.1-94, "Concrete Materials and Methods of Concrete Construction", Toronto, Canada, 1994, 14 pp.
- 13.132 F. J. Hogan and J. W. Meusel, "Evaluation for durability and strength development of a ground granulated blast furnace slag", *Cement, Concrete and Aggregate*, 3, núm. 1, Summer 1981, pp. 40-52.
- 13.133 R. C. Meininger, "No-fines pervious concrete for paving", *Concrete International*, 10, núm. 8, 1988, pp. 20-7.
- 13.134 Building Research Establishment, "Autoclaved aerated concrete", Digest núm. 342, Watford, England, 7 pp.
- 13.135 M. Lessard et al., "High-performance concrete speeds reconstruction for McDonald's", *Concrete International*, 16, núm. 9, 1994, pp. 47-50.
- 13.136 T. Mitsuda, K. Sasaki and H. Ishida, "Phase evolution during autoclaving process of aerated concrete", *J. Amer. Ceramic. Soc.*, 75, núm. 7, 1992, pp. 1858-63.
- 13.137 RILEM, "Autoclaved Aerated Concrete: Properties, Testing and Design", E & FN Spon, London, 1993, 404 pp.
- 13.138 O. S. B. Al-Amoudi et al., "Performance of plain and blended cement in high chloride environments", in *Durability of Concrete*, Ed. V. M. Malhotra, ACI SP-145, Detroit, Michigan, 1994, pp. 539-55.
- 13.139 C. L. Page and O. Vennesland, "Pore solution composition and chloride binding capacity of silica-fume cement paste, *Materials and Structures*", 16, núm. 91, 1983, 19-25.
- 13.140 G. C. Mays and R. A. Barnes, "The performance of lightweight aggregate concrete structures in service", *The Structural Engineer*, 69, núm. 20, 1991, pp. 351-61.
- 13.141 ACI 213R-87, "Guide for structural lightweight aggregate concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994, 27 pp.
- 13.142 ACI 304.5R-91, "Batching, mixing, and job control of lightweight concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 2: Construction Practice and Inspection Pavements*, Detroit, Michigan, 1994, 9 pp.
- 13.143 T. A. Holm, "Lightweight concrete and aggregates, in *Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-marking Materials*", Eds P. Klieger and J. F. Lamond, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169C, Philadelphia, Pa, 1994, pp. 522-32.
- 13.144 L. A. Legatski, "Cellular concrete, in *Significance of Test and Properties of Concrete and Concrete-marking Materials*", Eds P. Klieger and J. F. Lamond, ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169C, Philadelphia, Pa, 1994, pp. 533-9.
- 13.145 C. T. Tam et al., "Relationship between strength and volumetric composition of moist-cured cellular concrete", *Mag. Concr. Res.*, 39, núm. 138, 1987, pp. 12-18.
- 13.146 British Cement Association, "Foamed Concrete: Composition and Properties", Slough, U.K., 1991, 6 pp.

- 13.147 J. Murata, "Desing method of mix proportions of lightweight aggregate concrete", Proc. RILEM Int. Symp. on Testing and Design Methods of Lightweight Aggregate Concretes, Budapest, marzo 1967, pp. 131-46.
- 13.148 C. C. Carlson, "Lightweight aggregates for concrete masonry units", J. Amer. Concr. Inst., 53, pp. 491-508.
- 13.149 R. C. Valore, "Insulating concretes", J. Amer. Concr. Inst., 53, noviembre 1956, pp. 509-32.
- 13.150 N. Davey, "Concrete mixes for various building purposes", Proc. of a Symposium on Mix Desing and Quality Control of Concrete, Cement and Concrete Assoc., London, 1954, pp. 28-41.
- 13.151 G. C. Hoof, "Porosity-strength considerations for cellular concrete", Cement and Concrete Research, 2, núm. 1, enero 1972, pp. 91-100.
- 13.152 CEB, "Autoclaved Aerated Concrete", Construction Press, Lancaster/New York, 1978, 90 pp.
- 13.153 V. M. Malhotra, "No-fines concrete - its properties and applications", J. Amer. Concr. Inst., 73, núm. 11, 1976, pp. 628-44.
- 13.154 R. H. McIntosh, J. D. Botton and C. H. D. Muir, "No-fines concrete as a structural materials", Proc. Inst. Civ. Engrs., Part I, 5, núm. 6, London, noviembre, 1956, pp. 677-94.
- 13.155 M. A. Aziz, C. K. Murphy and S. D. Ramaswamy, "Lightweight concrete using cork granules", Int. J. Lightweight Concrete, 1, núm. 1, Lancaster, 1979, pp. 29-33.
- 13.156 R. Helmut, "Fly Ash in Cement and Concrete", PCA, Skokie, Ill., 1987, 203 pp.
- 13.157 J. Papayianni, "An investigation of the pozzolanicity and hydraulic reactivity of high-lime fly ash", Mag. Concr. Res., 39, núm. 138, 1987, pp. 10-28.
- 13.158 K. H. Khayat, "Deterioration of lightweight fly ash concrete due to gradual cryogenic frost cycles", ACI Materials Journal, 88, núm. 3, 1991, pp. 233-39.

Capítulo 14

Selección de proporciones de mezclas de concreto (diseño de mezcla)

Se puede decir que las propiedades del concreto se estudian principalmente con el propósito de seleccionar los ingredientes apropiados de mezcla, y es desde este punto de vista como se van a considerar las diversas propiedades del concreto en este capítulo.

En la usanza británica, la selección de los ingredientes de la mezcla y sus proporciones se llama *diseño de la mezcla*. Este término, aunque común, tiene la desventaja de denotar que la selección es una parte del proceso del diseño estructural. Esto no es correcto porque el diseño estructural se relaciona con el desempeño requerido del concreto, y no con el proporcionamiento pormenorizado de los materiales que asegurarán ese desempeño. El término americano *proporcionamiento de la mezcla* no es nada excepcional, pero no se usa sobre una base universal. Por esta razón, adoptaremos en este libro, la expresión del encabezado del capítulo, a veces abreviada como *selección de la mezcla*.

Aunque el diseño estructural no se relaciona normalmente con la selección de la mezcla, el diseño impone dos criterios para esta selección: la resistencia del concreto y su durabilidad. Es importante agregar un requisito implícito en el sentido de que la trabajabilidad *debe* ser la apropiada para las condiciones de colado. El requisito de trabajabilidad se aplica, digamos, no sólo al revenimiento en el tiempo de la descarga desde la mezcladora sino también a una limitación sobre la pérdida del revenimiento hasta el momento de la colocación del concreto. A causa de la dependencia de la trabajabilidad requerida respecto de las condiciones de la obra, por lo que no se deberá fijar la trabajabilidad antes de considerar el procedimiento de construcción.

Además, la selección de las proporciones de la mezcla tiene que tener en cuenta el método de transporte del concreto, especialmente si se piensa en bombeo. Otros criterios importantes son: tiempo de fraguado, el grado del sangrado y

facilidad de acabado; estos tres están interconectados. Dificultades considerables pueden surgir si estos criterios no se consideran debidamente durante la selección de las proporciones de la mezcla o cuando se ajustan estas proporciones.

La selección de las proporciones de la mezcla es así, simplemente, el proceso de escoger los ingredientes adecuados del concreto y determinar las cantidades relativas de los mismos con el objeto de producir, tan económicamente como sea posible, concreto con cierto mínimo de propiedades especialmente resistencia, durabilidad y una consistencia requerida.

Consideraciones de costo

El párrafo precedente subraya dos razones: que el concreto debe tener ciertas propiedades mínimas especificadas y que debe producirse tan económicamente como se posible -un requisito bastante común en ingeniería.

El costo de hacer concreto, igual que cualquier otro tipo de actividad de construcción, se compone del costo de los materiales, del equipo y de la mano de obra. La variación en el costo del material surge del hecho de que el cemento es varias veces más caro que el agregado, de manera que, al seleccionar las proporciones de la mezcla, es deseable evitar un alto contenido de cemento. El uso de mezclas comparativamente económicas confiere también ventajas técnicas considerables, no sólo en el caso del concreto masivo donde la evolución de calor de hidratación excesivo puede causar agrietamiento, sino también en el concreto estructural donde, una mezcla rica puede conducir a alta contracción y a agrietamiento. Por lo tanto, es claro que no es conveniente equivocarse a favor de las mezclas ricas, aun si se ignora el aspecto del costo. Con relación a esto, habrá que recordar que los diferentes materiales cementantes varían en costo

por unidad de masa, siendo, con excepción del humo de sílice, más baratos que el cemento portland. Su influencia sobre las diferentes propiedades del concreto también varía, según se estudió en los capítulos correspondientes.

En la estimación del costo del concreto, es esencial considerar también la variabilidad de su resistencia porque es la resistencia "mínima", o característica (véase la página 512) la que especifica el proyectista de la estructura, y es en realidad el criterio de aceptación del concreto, mientras que el costo real del concreto está relacionado con los materiales que producen cierta resistencia media. Esto se relaciona muy estrechamente con el problema del control de calidad. Se deberá recordar que un nivel más alto de control de calidad representa un gasto mayor tanto en supervisión como en equipo de dosificación, y hay ocasiones en que la selección cuidadosa de la mezcla y el control de calidad pueden no estar justificados. La decisión sobre el alcance del control de calidad, un compromiso económico con frecuencia, dependerá del tamaño y del tipo de construcción. Es esencial que el grado de control se estime al principio del proceso de selección de las proporciones de la mezcla, de manera que se conozca la diferencia entre la resistencia media y la mínima, o característica.

El costo de la mano de obra está influido por la trabajabilidad de la mezcla: la trabajabilidad inadecuada para los medios de compactación disponibles da por resultado un alto costo de mano de obra (o un concreto insuficientemente compactado). El tratamiento de los bloqueos en el bombeo es también intensivo en mano de obra. El costo exacto de la mano de obra depende de los pormenores de la organización del trabajo y del tipo de equipo utilizado, pero éste es un tema especializado.

Especificaciones

Este vasto tema no se puede tratar en este libro y sólo será considerado en la medida en que el tipo de especificación afecte a la selección de la mezcla.

En el pasado, las especificaciones para el concreto prescribían las proporciones de cemento y de agregado fino y grueso. Así se produjeron ciertas mezclas tradicionales, pero, a causa de la variabilidad de los ingredientes de la mezcla, los concretos que tienen proporciones fijas de cemento y agregado y una trabajabilidad dada, varían ampliamente en resistencia. Por esta razón, la resistencia mínima a la compresión se agregó más tarde a los otros requisitos. Cuando se especifica la resistencia, la prescripción de las proporciones hace a la especificación indebidamente restrictiva donde los materiales de buena calidad están disponibles, pero en otra parte puede no ser posible lograr una resis-

cia adecuada utilizando las proporciones de mezcla prescritas. Por esto es que, algunas veces, se han agregado a los requisitos cláusulas que prescriben la granulometría del agregado y la forma de las partículas. Sin embargo, la distribución de los agregados en muchos países es tal que estas restricciones son a menudo antieconómicas. Con relación a esto habrá que observar que, con excepción de la construcción especializada, como es el caso de los recipientes para contención nuclear, sólo se emplean agregados disponibles localmente; el transporte por largas distancias es prohibitivamente costoso.

Más generalmente, el especificar al mismo tiempo resistencia, ingredientes de la mezcla y sus proporciones, así como forma y granulometría del agregado, no deja espacio para la economía en la selección de la mezcla, y hace imposible el progreso en la producción de mezclas económicas y satisfactorias sobre la base del conocimiento de las propiedades del concreto.

Por lo tanto, no es sorprendente que la tendencia moderna vaya en el sentido de buscar que las especificaciones sean menos restrictivas. Ellas establecen valores límites pero algunas veces también dan como guía las proporciones tradicionales de la mezcla para beneficio del contratista que no desea utilizar un alto grado de control de calidad. Los valores límites pueden cubrir una variedad de propiedades; las más comunes son:

- ☐ "Mínima" resistencia a la compresión necesaria a partir de consideraciones estructurales,
- ☐ Máxima relación agua/cemento y/o contenido mínimo de cemento y, en ciertas condiciones de exposición, un contenido mínimo de aire incluido para dar durabilidad adecuada,
- ☐ Máximo contenido de cemento para impedir el agrietamiento debido al ciclo de temperaturas en concreto masivo,
- ☐ Máximo contenido de cemento para impedir el agrietamiento por contracción en condiciones de exposición a baja humedad, y
- ☐ Mínima densidad para presas de gravedad y estructuras similares.

Además, puede estar incluida en la especificación la naturaleza de los materiales cementantes, algunas veces por un requisito específico con respecto al tipo o composición del cemento, otras veces por prescripción.

Todos estos diversos requisitos deben ser satisfechos en la selección y el proporcionamiento de los ingredientes de la mezcla.

La especificación de cantidades incluye casi invariablemente tolerancias asociadas en las diversas cantidades. Con respecto a la resistencia, casi todas las especificaciones nacionales establecen requisitos claros. Las tolerancias sobre contenido de cemento y relación agua/cemento son generalmente menos claras pero igualmente importantes. Particularmente crítica es la tolerancia en el recubrimiento del acero de refuerzo la cual, aunque no sea un "ítem de las proporciones de mezcla", está vinculada estrechamente con la resistencia especificada del concreto y con su contenido de cemento desde el punto de vista de la durabilidad. La tolerancia en el recubrimiento se debe especificar explícitamente y se deberá asociar lógicamente con la tolerancia en resistencia o en contenido de cemento.

El enfoque británico, dado en la norma BS 5328:Parte 2:1991, es reconocer cuatro métodos para especificar mezclas de concreto. El proyectista especifica una *mezcla diseñada* principalmente en función de resistencia, contenido de cemento, y relación agua/cemento: el acatamiento se apoya sobre las pruebas de resistencia. El proyectista especifica una *mezcla prescrita* en función de la naturaleza y las proporciones de los ingredientes de la mezcla; el productor del concreto hace simplemente el concreto "a la orden". La estimación de proporciones de mezcla se utiliza para propósitos de cumplimiento, no empleándose rutinariamente las pruebas de resistencia. El uso de las mezclas prescritas tiene ventajas cuando se requieren propiedades particulares del concreto, por ejemplo con respecto a su acabado o su resistencia a la abrasión. Sin embargo, una mezcla prescrita se deberá especificar sólo cuando existan razones firmes para suponer que tendrá la trabajabilidad, resistencia y durabilidad que se requieren.

Una *mezcla normal* se basa en ingredientes y proporciones que se dan en la norma BS 5328:Parte 2:1991 para varios valores de resistencia a la compresión hasta 25 MPa, medida en cubos. El cuarto y último tipo de mezcla es la *mezcla de diseño*, para la cual el productor de concreto selecciona la relación agua/cemento y el contenido mínimo de cemento, utilizando una tabla de aplicaciones estructurales asociadas con mezclas normales. Este enfoque se puede utilizar sólo si el productor de concreto posee un certificado especial de conformidad del producto basado en pruebas y en inspección del producto, asociado con certificación de aseguramiento de calidad.

Las mezclas normales se usan sólo en construcción menor tal como vivienda. Las mezclas diseñadas, aunque se pueden usar para resistencias hasta de 50 MPa, están limitadas en aplicación para construcción de rutina. Por lo tanto, sólo en la selección de la mezclas diseñadas y prescritas se pue-

de utilizar un conocimiento pleno de propiedades del concreto.

En la práctica estadounidense, cuando no existe experiencia sobre la base de cuáles proporciones de mezcla se podrían seleccionar y se podrían hacer mezclas de prueba, es necesario basar las proporciones de la mezcla en proporciones estandarizadas, las cuales, a fin de que sean seguras, son por fuerza muy estrictas. Este enfoque se puede utilizar sólo para concreto de baja resistencia. Por ejemplo, el ACI 318-R-95^{14.8} prescribe, para una resistencia a la compresión de 28 días (medida en cilindros) de 27 MPa, una relación agua/cemento máxima de 0.44 en el caso de concreto sin aire incluido, y 0.35 en concreto con aire incluido. En el último caso, las resistencias más altas requieren un uso correcto de la mezclas de prueba, pero, en el caso de concreto sin aire incluido, el ACI 318-R95^{14.8} permite el uso de una relación agua/cemento de 0.38 para concreto con una resistencia especificada de 28 días de 31 MPa.

El proceso de selección de la mezcla

Los factores básicos que se deben considerar en la determinación de las proporciones de la mezcla se representan en forma esquemática en la figura 14.1. La secuencia de decisiones se muestra también en orden descendente hasta la cantidad de cada ingrediente por dosificación el uso, se tienen variaciones en el método exacto de seleccionar las proporciones de la mezcla. Por ejemplo, en el excelente método del American Concrete Institute^{14.5} (véase la página 525), el contenido de agua en kilogramos por metro cúbico de concreto se determina directamente a partir de la trabajabilidad de la mezcla (dado el tamaño máximo de agregado) en lugar de ser hallado indirectamente a partir de la relación agua/cemento y del contenido de cemento.

Hay que aclarar que una determinación exacta de las proporciones de la mezcla por medio de tablas o de datos de computadora generalmente no es posible: los materiales utilizados son esencialmente variables y muchas de sus propiedades no se pueden estimar cuantitativamente con exactitud. Por ejemplo, la granulometría, forma y textura del agregado no se pueden definir de una manera plenamente satisfactoria. En consecuencia, lo único que es posible es hacer una suposición inteligente en las combinaciones óptimas de los ingredientes sobre la base de las relaciones establecidas en los primeros capítulos. Por lo tanto, no es sorprendente que para obtener una mezcla satisfactoria no sólo tengamos que calcular o estimar las proporciones de los materiales disponibles sino también hacer mezclas de prueba. Se verifican las propiedades de éstas y se hacen ajustes en las proporciones; se hacen mezclas de prueba en

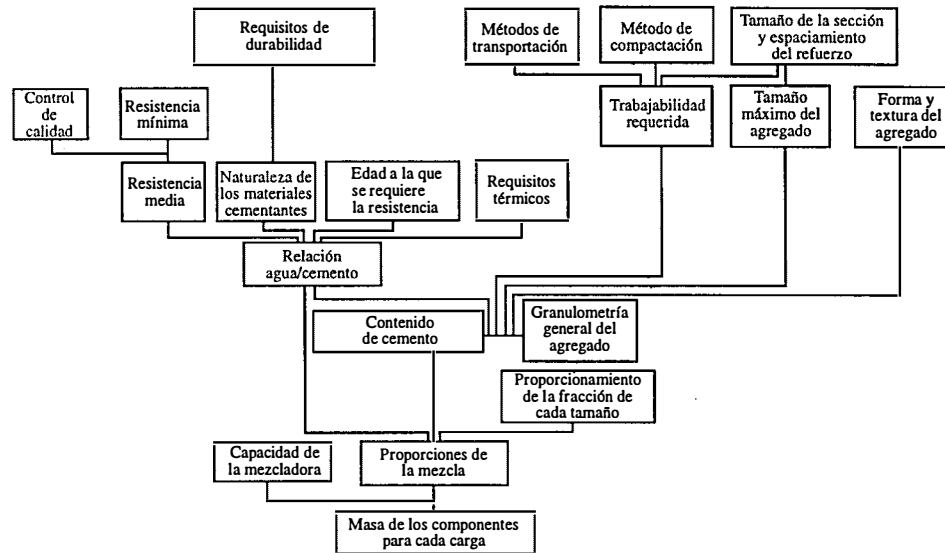


Figura 14.1 Factores básicos en el proceso de selección de la mezcla.

el laboratorio hasta que se obtiene una mezcla plenamente satisfactoria.

No obstante, una mezcla de prueba de laboratorio no da la respuesta final aun cuando la condición de humedad del agregado se tome en consideración. Sólo una mezcla hecha y utilizada *en obra* puede garantizar que todas las propiedades del concreto sean satisfactorias en cada detalle para la obra particular que se tiene. Para justificar esta afirmación, se pueden mencionar tres razones. En primer lugar, la mezcladora utilizada en el laboratorio es generalmente diferente en tipo y tamaño de la que se emplea en la obra. En segundo lugar, las propiedades de bombeo de la mezcla pueden necesitar ser verificadas. En tercer lugar, el efecto pared (que surge de la relación de la superficie respecto del volumen) en especímenes de prueba de laboratorio es más grande que en la estructura de tamaño real, de manera que el contenido de agregado fino de la mezcla según se determina en el laboratorio puede ser innecesariamente alto.

Se puede ver entonces que la selección de la mezcla requiere tanto el conocimiento de las propiedades del concreto como los datos experimentales o la experiencia.

Otros factores, tales como los efectos del manejo, transporte, retraso en el colado y variaciones pequeñas en las condiciones del clima atmosférico pueden también influir en las propiedades del concreto *en obra*, pero éstos son generalmente secundarios y no necesitan más que ajustes menores en las proporciones de la mezcla durante el progreso de la obra.

Éste puede ser un lugar apropiado para señalar que no se puede esperar que las proporciones de la mezcla, una vez

escogidas, permanezcan enteramente inmutables puesto que las propiedades de los ingredientes pueden variar de cuando en cuando. En especial, es difícil conocer la cantidad precisa de agua libre en la mezcla a causa de la variación en el contenido de humedad del agregado, especialmente del agregado fino. El problema es todavía mayor con el agregado de peso ligero, especialmente en el concreto bombeado. Otras variaciones ocurren en la clasificación del agregado, particularmente en su contenido de polvo y en la temperatura del concreto debido a la exposición de los ingredientes y de la mezcladora al sol o a causa de que el cemento esté caliente. En consecuencia, hacen falta ajustes periódicos a las proporciones de la mezcla.

Resistencia media y resistencia “mínima”

La resistencia a la compresión es una de las dos propiedades importantes del concreto; siendo la otra es la durabilidad. La resistencia tiene importancia tanto *per se* como también en la medida en que influye en otras propiedades deseables del concreto endurecido. Básicamente, la resistencia *media* a la compresión requerida a una edad especificada, comúnmente 28 días, determina la relación agua/cemento nominal de la mezcla. La figura 14.2 da esta relación para concretos hechos a fines de los años setenta con cementos portland británicos comunes, curados a temperaturas normales. Esta figura tiene el propósito de servir nada más que para ejemplificar, y, en cualquier caso, los valores de resistencia de la figura se inclinan sobre el lado de la seguridad. Sin embargo, si una dosificación de cemento se va utilizar

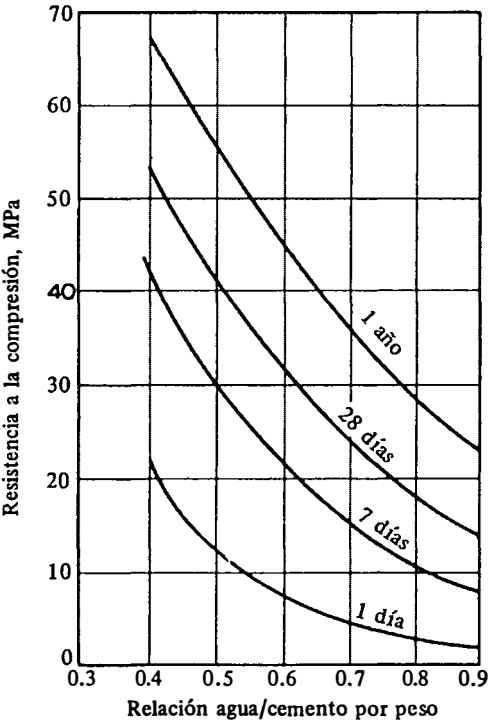


Figura 14.2 Comparación entre resistencia a la compresión y relación de agua/cemento para cubos de 102 mm (4 pulg.) de concreto plenamente compactado para mezclas de varias proporciones hechas con cementos típicos portland británicos ordinarios de fines de los años setenta. Los valores utilizados son estimaciones conservadoras.

durante toda la obra, es posible valerse de la resistencia real del cemento dado, es decir utilizar una relación experimental entre la resistencia y la relación agua/cemento.

Si se utilizan las curvas del tipo mostrado en la figura 14.2, se debe conocer el tipo de cemento, porque la rapidez de endurecimiento de cementos de diferentes tipos varía; cuando se emplean diferentes materiales cementantes, la variación en la rapidez de ganancia de resistencia puede ser aun más grande. Sin embargo, más allá de la edad de uno a dos años, las resistencias de concretos hechos con cementos diferentes tienden a ser aproximadamente iguales.

El diseño estructural está basado en la suposición de cierta resistencia mínima del concreto, pero la resistencia real del concreto producido, ya sea en el sitio o en el laboratorio, es una cantidad variable (véase la página 445). Al seleccionar una mezcla de concreto, por lo tanto, debemos tender a una resistencia media más alta que la mínima.

La distribución de resistencia de los especímenes de prueba se puede describir por la media y la desviación estándar. Como se mencionó en la página 447, la distribución de resistencia de especímenes de prueba del concreto se supone ser normal (gaussiana). Para propósitos prácticos, tal suposi-

ción es aceptable, aun cuando se ha informado sobre ejemplos de asimetría: en concreto de baja resistencia lo han hecho McNicoll y Wong,^{14.23} y en el concreto de alta resistencia, Cook^{14.24} y también el ACI 363R-92.^{14.12} La suposición de que la distribución normal se inclina sobre el lado de la seguridad con respecto al número de resultados de prueba que se espera estén por abajo del valor especificado de resistencia.^{14.25}

A partir del conocimiento de la probabilidad de un espécimen tenga una resistencia que difiere de la media en una cantidad dada (tabla 14.1), podemos definir la resistencia “mínima” de una mezcla dada. Ningún mínimo absoluto se puede especificar porque, desde el punto de vista estadístico, siempre existe cierta probabilidad de un resultado de prueba se ubique abajo de un mínimo, por bajo que éste se establezca; hacer esta probabilidad extremadamente baja sería antieconómico. Por lo tanto, es usual definir el “mínimo” como un valor que sea excedido por una proporción predeterminada de todos los resultados de prueba, usualmente 95 por ciento cuando se consideran resultados individuales de prueba, y 99 por ciento cuando se utiliza un promedio de operación de tres o cuatro resultados de prueba.

El enfoque del Reglamento para las Construcciones de Concreto del American Concrete Institute, ACI 318-R95,^{14.8} se basa, en esencia, en dos requisitos para la resistencia “mínima”, f'_{cr} , en relación con la resistencia media, f'_c .

Primero, hay una probabilidad requerida de 0.01 de que el promedio de tres pruebas consecutivas (siendo una prueba el promedio de dos cilindros) sea menor que la resistencia de diseño. Segundo, hay una probabilidad requerida de 0.01 de que un resultado de prueba individual caiga abajo de la resistencia de diseño por más de 3.5 MPa. En función de la desviación estándar, σ , la primera de éstas se puede escribir como:

$$f'_{cr} = f'_c + \frac{233\sigma}{\sqrt{3}} = f'_c + 134\sigma$$

Tabla 14.1 Porcentaje de especímenes que tienen una resistencia menor que (Media-k x desviación estándar)	
k	Porcentaje de especímenes que tienen resistencia menor de ($\bar{x} - k\sigma$)
1.00	15.9
1.50	6.7
1.96	2.5
2.33	1.0
2.50	0.6
3.09	0.1

y la segunda (en unidades de MPa) como

$$f'_{cr} = f'_c - 3.5 + 2.33\sigma$$

Las dos condiciones son equivalentes cuando la desviación estándar es aproximadamente 3.5 MPa. Cuando es mayor, la primera condición es la más severa de las dos.

Debemos observar que no se establece ningún valor límite absoluto: el enfoque es de probabilidad, así de manera que la no satisfacción de estos requisitos una vez en cien veces es inherente al sistema. Tal falla no deberá ser razón suficiente para el rechazo del concreto. Se puede agregar que todos los esquemas de especificación implican un riesgo de rechazo equivocado y de aceptación equivocada; son los dos riesgos que se deben equilibrar en forma juiciosa.^{14.31}

El valor de la desviación estándar a ser utilizado e.: la expresión del ACI 318-R95^{14.8} antes dada es el valor obtenido experimentalmente en una construcción anterior sujeta a condiciones similares, empleando materiales similares, para producir concreto de resistencia similar. A falta de tal valor experimental de la desviación estándar, el ACI 318-R95^{14.8} prescribe márgenes mediante los cuales la resistencia media de compresión ha de sobrepasar al valor especificado de resistencia. Estos márgenes son muy considerables, y varían desde 7 MPa cuando la resistencia especificada es menor de 21 MPa, hasta 10 MPa cuando la resistencia especificada es mayor de 35 MPa.

De acuerdo con el ACI 318-R95^{14.8} y la norma ASTM C 94-94, el cumplimiento con el valor especificado de resistencia, f'_c , se logra cuando ambos requisitos se han satisfecho:

- ☐ El valor promedio de todos los juegos de tres resultados de pruebas consecutivas es al menos igual a f'_c y
- ☐ Ningún resultado de prueba cae abajo de f'_c en más de 3.5 MPa.

Se deberá recordar que un resultado de prueba es el valor promedio de las resistencias de dos cilindros de prueba de la misma dosificación de concreto, probados a la misma edad. El valor promedio de tres resultados de pruebas consecutivas es un promedio móvil; esto significa que el resultado de prueba número N aparece en tres juegos como sigue: N-2, N-1, N; N-1, N, N+1; y N, N+1, N+2. Así, si el valor del número de prueba N es muy bajo, puede abatir significativamente uno o dos o tres valores promedio. Consecuentemente, todo concreto representado por pruebas numeradas desde N-2 hasta N+2 se considera que no cumple con la especificación. Sin embargo, se ha de contar con la falta ocasional de cumplimiento de los requisitos del ACI 318-R95^{14.8} (probablemente una en cien pruebas), de

modo que no deberá derivarse el rechazo automático del concreto en cuestión.

Los requisitos de la norma BS 5328:Parte 4:1990 están en paralelo con el ACI 318-R95, que se mencionó. Un resultado de prueba es el promedio de las resistencias de dos especímenes pero, en la práctica británica se utilizan cubos. El enfoque británico es utilizar una *resistencia característica*, definida como el valor de resistencia abajo del cual se espera que caiga 5 por ciento de todos los posibles resultados de prueba; para alcanzar esta probabilidad se escoge el margen entre la resistencia característica y la resistencia media. El cumplimiento con el valor especificado de resistencia se logra cuando los dos requisitos siguientes se han satisfecho:

- ☐ El valor promedio de cuatro cualesquiera resultados de prueba sobrepasa por 3 MPa a la resistencia característica especificada; y
- ☐ Ningún resultado de prueba cae abajo de la resistencia característica especificada por más de 3 MPa.

Similares requisitos son prescritos para pruebas de flexión: los valores de (a) y de (b) del párrafo precedente son entonces 0.3 MPa.

El tema del cumplimiento no se puede tratar en forma adecuada en este libro, pero vale la pena hacer algunas aseveraciones. No es posible discriminar absolutamente entre concreto satisfactorio y concreto no satisfactorio, ¡excepto probando todo el concreto! El objeto de las pruebas es para discriminar adecuadamente con el propósito de realizar un equilibrio entre el riesgo del productor de desechar un concreto "bueno" y el riesgo del consumidor de aceptar un concreto "malo". El equilibrio está regido por el alcance de las pruebas así como por las reglas empleadas.^{14.31}

Variabilidad de resistencia

Se puede recordar (página 446) que la abscisa de cualquier punto de la curva de distribución normal se expresa en función de la desviación estándar σ , y el número de especímenes cuya resistencia difiere de la media por más de $k\sigma$ está representado por el área proporcional apropiada debajo de la curva normal y es dado en tablas estadísticas (tabla 14.1).

Así, si la resistencia media de una muestra de especímenes de prueba es $\bar{x}$, y se especifica el porcentaje de especímenes cuya resistencia puede ser menor de un cierto valor ($\bar{x} - k\sigma$), entonces el valor de k se puede hallar a partir de tablas estadísticas, y la diferencia real entre la media y el mínimo, $k\sigma$, dependerá sólo del valor de la desviación estándar. Esto se ejemplifica en la figura 14.3. Puesto que el contenido de cemento de la mezcla de una trabajabilidad dada está relacionado con la resistencia media, se puede ver que cuanto más

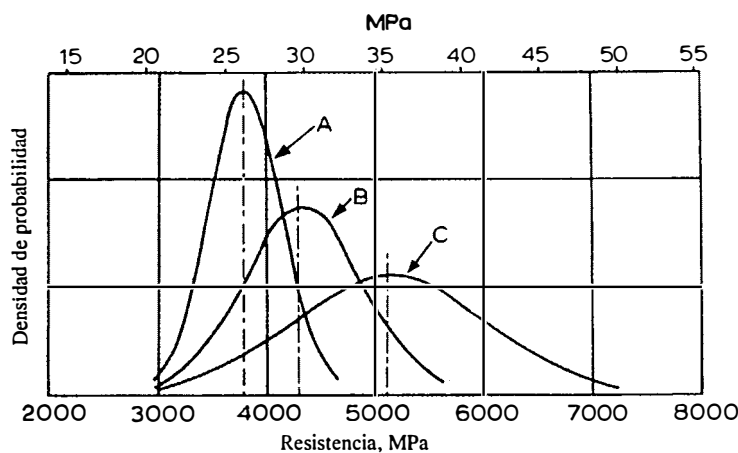


Figura 14.3 Curvas de distribución normal para concretos con una resistencia mínima (excedida en 99 por ciento de los resultados) de 20.6 Mpa.

	$\bar{x}$	σ
	MPa	MPa
A	26.2	2.4
B	29.6	3.9
C	35.2	6.2

(Crown copyright)

grande es la desviación estándar, tanto más alto es el contenido de cemento requerido para una resistencia mínima dada.

La diferencia $(\bar{x} - k\sigma)$ se puede expresar también en función del coeficiente de variación, $C = \sigma / \bar{x}$, como $\bar{x}(1 - kC)$. Los dos métodos para estimar la resistencia mínima son idénticos cuando se aplican a concreto de la misma resistencia media, pero cuando los datos obtenidos para una mezcla se utilizan para predecir la variabilidad de una mezcla de resistencia diferente, el resultado dependerá de si la desviación estándar o el coeficiente de variación no es afectado por el cambio de resistencia.

Si se supone entonces una desviación estándar constante, conociendo el valor estimado de la desviación estándar para una mezcla, podemos calcular la resistencia media de cualquier otra mezcla con agregar un valor constante $k\sigma$ al mínimo. Esta diferencia entre la media y el mínimo sería constante para el mismo proceso de fabricación de concreto. Por otro lado, si el coeficiente de variación se supone constante, la resistencia mínima formaría una proporción fija de la media. Estas dos situaciones se ejemplifican con el siguiente ejemplo numérico.

Supongamos que el concreto producido y probado según un conjunto dado de condiciones tiene una resistencia me-

dia de 25 MPa con una desviación estándar de 4 MPa. De acuerdo con ACI 214-77 (Reaprobado en 1989),^{14,18} esto representa “buen” control (véase la tabla 14.2). El coeficiente de variación es 4/25, es decir, 16 por ciento. Para los propósitos del ejemplo, supongamos que la resistencia “mínima” requerida está definida como la resistencia superada en 99 por ciento de todos los resultados. Utilizando la tabla 14.1, hallamos que esta resistencia “mínima” es:

$$25 - 2.33 \times 4 = 15.7 \text{ MPa.}$$

Tabla 14.2 Clasificación de norma de control de concretos con resistencias hasta de 35 MPa de acuerdo con ACI 214-77 (Reaprobado en 1989)^{14,18}

Norma de control	Desviación estándar total, MPa	
	En el campo	Mezclas de ensayo de laboratorio
Excelente	< 3	< 1.5
Muy buena	3 - 3.5	1.5
Buena	3.5 - 4	1.5 - 2
Regular	4 - 5	2 - 2.5
Mala	> 5	> 2.5

Imaginemos ahora que se desea producir, según las mismas condiciones y empleando los mismos materiales, un concreto con una resistencia "mínima" de, digamos, 50 MPa. La resistencia media buscada, de acuerdo con el "coeficiente de método de variación", sería:

$$\frac{50}{1 - 2.33 \times 0.16} = 79 \text{ MPa}$$

mientras que la cifra dada por el "método de desviación estándar" sería:

$$50 + 2.33 \times 4 = 59 \text{ MPa}$$

La importancia práctica de la diferencia de los dos métodos está reflejada claramente en el costo de producir un concreto de 79 MPa en comparación con un concreto de 59 MPa sujeto al mismo control.

Una estimación de la diferencia entre la resistencia media y la resistencia "mínima" especificada o resistencia característica, se debe hacer al principio del proceso de selección de la mezcla. La advertencia de ACI 214-77 (Reaprobado en 1989)^{14,18} no es concomitante: "La decisión respecto a si la desviación estándar o el coeficiente de variación es la medida apropiada de dispersión para utilizar en cualquier situación dada depende de cuál de las dos medidas es la más cercanamente constante en el rango de resistencias características de la situación particular. "No obstante, ACI 24-77 (Reaprobado en 1989)^{14,18} incluye una tabla, reproducida aquí como tabla 14.2, basada en la suposición de una desviación estándar constante, para concretos hasta de 35 MPa. Sin embargo, puesto que las opiniones están divididas, el estudio en el Comité 214 del ACI continúa. Se deberá señalar que la conveniencia de los cálculos y la simplicidad del enfoque, traídos con frecuencia a la discu-

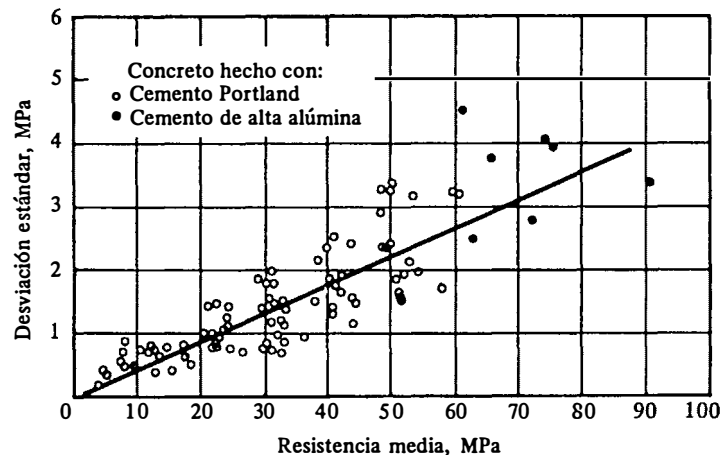
sión, no son los criterios correctos sobre los cuales decidir si es la desviación estándar o el coeficiente de variación lo que se deberá utilizar. Lo que interesa es el comportamiento real del concreto en la construcción.

Las recomendaciones de ACI 214-77 (Reaprobado en 1989)^{14,18} se basan en concretos empleados hasta la mitad de los años setenta, y tales concretos no tenían con frecuencia una resistencia de cilindro que excediera de 35 MPa. Por lo tanto, es discutible si el enfoque de ACI 214-77 (Reaprobado en 1989) se aplica necesariamente a concreto de alta resistencia con una resistencia a la compresión de 28 días que exceda de 80 MPa, menos aún en la región de 120 MPa.

Antes de analizar la variabilidad del concreto de alta resistencia, puede ser útil considerar los cambios que ocurrieron en la elaboración del concreto entre, digamos, 1970 y mediados de los noventa. No hay ninguna duda de que el equipo de dosificación se ha mejorado de manera importante, con la consecuencia de una variabilidad mucho más pequeña en las proporciones de la mezcla entre dosificaciones. Como resultado, se puede esperar que la desviación estándar entre pruebas de los resultados de pruebas de resistencia a la compresión sea más pequeña que en el pasado. Por otro lado, hay pocos fundamentos para esperar que la variación dentro de la prueba, que surge por error del operario y error de la máquina de pruebas, sea diferente de la de los años setenta. Así, es probable que la desviación estándar total de resultados de prueba sea menor, pero no mucho menor, que en el pasado.

Con relación a esto, es útil señalar que las desviaciones estándar dentro de la prueba y entre pruebas no son aritméticamente aditivas; son las variancias las que son aditivas. Por ejemplo, si la desviación estándar dentro de la prueba es de

Figura 14.4 Relación entre la desviación estándar y la resistencia media para cubos de prueba de laboratorio; se muestra línea de regresión^{14,26}.



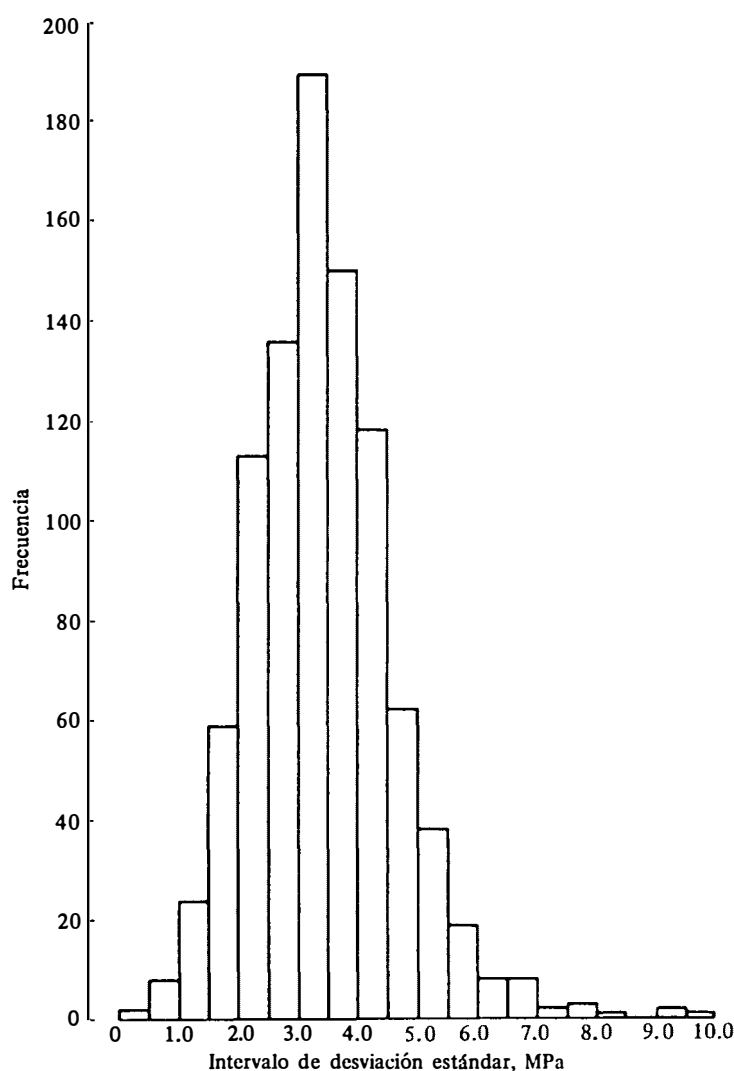


Figura 14.5 Distribución de la desviación estándar (en intervalos de 0.5 MPa) para todas las clases de concreto proveniente de plantas de concreto premezclado de Suecia en 1975.^{14,32}

3 MPa, y la desviación estándar entre pruebas es de 4 MPa, entonces la desviación estándar total es $(3^2 + 4^2)^{1/2} = 5$ MPa. Una reducción en la desviación estándar entre pruebas hasta 3 MPa, mientras la variación dentro de la prueba permanece sin cambio, reduciría la desviación estándar total a $(3^2 + 3^2)^{1/2} = 4.5$ MPa. Así, en este ejemplo particular, una reducción de la desviación estándar entre pruebas de 1 MPa ha reducido la desviación estándar total a sólo 0.75 MPa.

Regresando ahora al concreto de alta resistencia, es razonable suponer que tal concreto se produce sólo en plantas modernas con dosificación de baja variabilidad y con personal altamente motivado y capacitado. Sin embargo, las mismas plantas también producen concreto de baja o mediana resistencia cuya variabilidad será también más baja que la variabilidad del concreto de resistencia similar producido en

los años setenta. Se sigue que el examen de la variabilidad del concreto de alta resistencia (que es todo de producción reciente) en comparación con los antecedentes de concretos de los años setenta da una idea deformada.

El enfoque del ACI 363R-92^{14,22} es reconocer que la desviación estándar del "concreto de alta resistencia se vuelve uniforme en el rango de 3.5 a 4.8 MPa". Así, el coeficiente de variación disminuye con el aumento de resistencia y, en palabras del ACI 363R-92, "el método de desviación estándar de evaluación parece ser un procedimiento lógico de control de calidad".

El problema de la desviación estándar constante o coeficiente de variación constante es todavía polémico, pero, para un grado constante de control, se ha visto que datos de pruebas de laboratorio, así como algunos resultados de

pruebas reales de obra, soportan la sugerencia de un coeficiente constante de variación para concretos bien compactados de diferentes proporciones de mezcla con resistencias superiores de alrededor de 10 MPa (figura 14.4).

Por otro lado, los valores medios de desviación estándar para resistencias características diferentes medidas en plantas suecas de concreto premezclado en 1975 sugieren una desviación estándar constante. Los valores reales son como sigue:^{14.32}

Clase de resistencia	20	25	30	40	50	60
Desviación estándar (MPa)	3.2	3.3	3.5	3.7	3.4	3.3

La distribución normal para todas clase de concretos se muestra en la figura 14.5

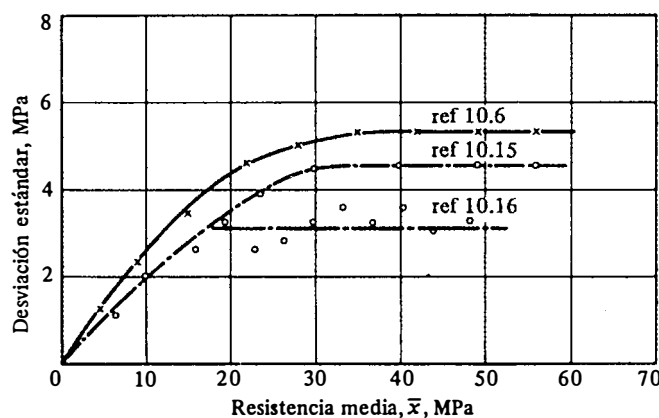
La norma suiza SIA 162 (1989),^{14.21} presumiblemente basada en experiencia suiza, supone que la desviación estándar es independiente de la resistencia para resistencias hasta de 45 MPa medidas en cubos sencillos de 200 mm.

Estudios de datos de prueba de un número grande de obras de construcción sugieren que ni la suposición de una desviación estándar constante ni la de un coeficiente de variación constante en todas las edades es generalmente válida para especímenes de prueba hechos en la obra. A partir de la revisión del problema hecha por Newton,^{14.30} parece que el coeficiente de variación es constante hasta cierto valor límite de resistencia pero, para resistencias más altas, la desviación estándar permanece constante (véase la figura 14.6). Diferentes investigadores han hallado valores distintos de esta resistencia límite, la cual bien puede depender de las condiciones de la obra y de la práctica general de construcción.

Es posible, sin embargo, sugerir algunas generalizaciones. La figura 14.6 indica que, para cubos sencillos, la resistencia límite es de alrededor de 34 MPa ; para promedios de dos cilindros, es de aproximadamente 17 MPa; y, en un estudio internacional que comprende tanto cubos como cilindros, probados individualmente y en pares, da un valor intermedio de alrededor de 31 MPa. Los factores que explican estas diferencias no están claros, pero probablemente viene al caso la variabilidad menor de los cilindros en comparación con los cubos (compárese con la página 414). También se puede observar que, para la misma resistencia intrínseca, la resistencia de cilindros es más baja que la resistencia de cubos. Todos estos datos son válidos para pruebas a una edad fija: para la misma fuente de concreto, un aumento de la edad conduce a una reducción del coeficiente de variación, pero la desviación estándar aumenta; así, lo pertinente es el nivel de resistencia y no meramente la elaboración del concreto.

Es probable que ni la desviación estándar ni el coeficiente de variación sean constantes para un amplia rango de resistencias del concreto hecho en la misma planta. Esta aseveración es soportada por el Comentario sobre ACI 318-R95^{14.8} que afirma que "puede haber un aumento de la desviación estándar cuando el nivel de resistencia promedio se eleva en una cantidad significativa, aunque el incremento del aumento de la desviación estándar deberá ser algo menor que directamente proporcional al aumento de la resistencia". El enfoque británico^{14.11} es suponer que la desviación estándar es proporcional a la resistencia hasta un valor de 20 MPa, pero para resistencias más altas, es decir, para concreto estructural, se supone que la desviación estándar es constante. Por lo tanto, en la práctica, es mejor establecer relaciones experimentales entre las resistencias media y mínima en las condiciones reales de la obra.

Figura 14.6 Relación entre la desviación estándar y la resistencia media de especímenes de prueba obtenidos a partir de estudios de datos de obras^{14.30}.



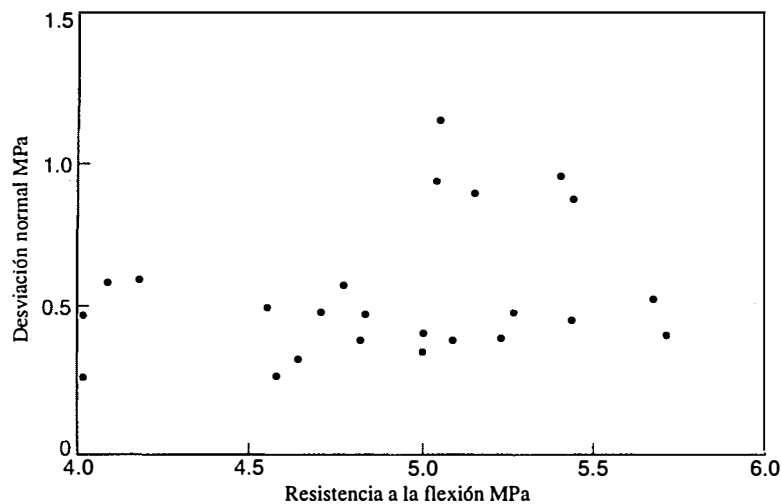


Figura 14.7 Relación entre desviación estándar y resistencia a la flexión de 28 días determinada en construcción de pavimento.^{14.3}

Con respecto a la variabilidad de resistencia a la flexión, Greer^{14.2} y Lane^{14.3} confirmaron hallazgos anteriores respecto de que tanto la desviación estándar dentro de la prueba como la desviación estándar entre pruebas son independientes del valor de la resistencia a la flexión. Un valor típico de desviación estándar entre pruebas, cuando el nivel de control es bueno, es menor de 0.4 MPa (véase la figura 14.7).

Control de calidad

Es evidente, a partir de la figura 14.3, que, cuanto más baja es la diferencia entre la resistencia mínima y la resistencia media de la mezcla tanto menor es el contenido de cemento que se necesita utilizar. El factor que controla esta diferencia para concreto de un nivel dado de resistencia es el control de calidad. Por eso es importante el control de la variación de las propiedades de los ingredientes de la mezcla y también el control de la exactitud de todas aquellas operaciones que afectan la resistencia o consistencia del concreto: dosificación, mezclado, transportación, colocación, curado y pruebas. Así, el control de calidad es una herramienta de producción, y una de sus reflexiones es la desviación estándar.

La variación de resistencia del cemento se analizó en el capítulo 7. En un proyecto grande, es posible eliminar casi toda esta variación con la obtención de cemento de una sola fuente, cuando se puede sacar ventaja de la resistencia real del cemento que se va a emplear.

La influencia de la variación en la clasificación del agregado se recalcó en el capítulo 3, y este factor es particularmente importante cuando la mezcla se controla según requisitos

de trabajabilidad: para que la trabajabilidad se conserve constante, un cambio de granulometría puede requerir un aumento en el contenido de agua, con una disminución consecuente de la resistencia.

Las variaciones de resistencia del concreto se producen también por mezclado inadecuado, compactación insuficiente, curado irregular y variaciones en los procedimientos de prueba todos los cuales se han estudiado en los capítulos correspondientes. Es obvia la necesidad del control de estos factores en la obra.

Los cambios de contenido de humedad del agregado, a menos que se compensen cuidadosamente por la cantidad de agua agregada, también afectan seriamente la resistencia del concreto. Para reducir al mínimo estos cambios, habrá que disponer los apilamientos de manera que el agregado se deje drenar antes de su empleo; también, el operario de la mezcladora deberá estar bien adiestrado en el mantenimiento de una trabajabilidad constante de la mezcla.

Una desviación estándar se puede atribuir a cada factor por separado, aunque en algunos casos no se puede determinar la magnitud de los efectos individuales. Como ya se mencionó, las diversas desviaciones estándar son aditivas en la forma de raíz cuadrada, de manera que σ_1 y σ_2 son atribuidas a dos causas, la desviación estándar resultante es $= \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2)}$. Es importante recordar que la suposición de la adición aritmética conduciría a una sobreestimación considerable de la desviación estándar total. El conocimiento de las contribuciones individuales de diversos factores respecto de la variación total, obtenido por medios estadísticos, tiene valor cuando hay que decidir si es económico tomar algunas medidas para reducir la variación, o si la re-

ducción de variabilidad es desproporcionalmente pequeña para el costo del mejoramiento del control.

El control de calidad se toma a veces como sinónimo de la producción de concreto de alta resistencia. Esto, ciertamente, no es así, ya que el concreto de baja resistencia se puede fabricar con buen control, y en verdad éste se practica en el caso de la construcción de estructuras masivas en donde la obtención de grandes cantidades de concreto pobre de baja variabilidad da por resultado grandes ahorros. El grado de control se evalúa por la variación en los resultados de prueba; se cuenta con varias técnicas estadísticas.

A efectos de completar la exposición, habrá que mencionar el *aseguramiento de la calidad*. Éste es un sistema administrativo de control "que opera a través de programas de aseguramiento de calidad para proveer un medio de control de actividades que afectan la calidad en relación con requisitos predeterminados".^{14.7} Así el aseguramiento de la calidad es una herramienta de control que alienta al propietario de la estructura, pero el aseguramiento de la calidad *per se* no produce concreto apropiado para las condiciones dadas.

Factores que rigen la selección de proporciones de la mezcla

Puede ser conveniente en esta etapa reafirmar el objetivo básico: vamos a determinar las proporciones de la mezcla de concreto más económica que será satisfactoria tanto en estado fresco como endurecido. Para lograr esto, consideraremos ahora los varios factores de la figura 14.1 y seguiremos la secuencia de decisiones que conducen directamente a la selección final de proporciones de la mezcla. Puede recordarse que la relación agua/cemento y la resistencia ya se han estudiado.

Durabilidad

En más de una ocasión, se ha afirmado que la selección de las proporciones de la mezcla debe no sólo satisfacer los requisitos de resistencia sino también asegurar durabilidad adecuada. Sin embargo, no existe todavía un acuerdo general y un enfoque confiable para la selección de la mezcla de las proporciones requeridas en cuanto a durabilidad en cualesquiera condiciones dadas. Una razón para esta situación es el rango más amplio de circunstancias de exposición, que incluyen las condiciones extremadamente onerosas en áreas costeras cálidas y notoriamente áridas. En estas áreas, la protección del acero de refuerzo contra la corrosión afecta de manera importante la selección de las proporciones de mezcla del concreto en la zona del recubrimiento.

El reconocimiento de un requisito específico de durabilidad en la selección de la mezcla aceptado hoy día ampliamente, contrasta con la creencia anterior de que el concreto reforzado era inherentemente durable y que permanecería en servicio por un largo tiempo sin reparar: la máxima era "el concreto resistente es concreto durable". Por ejemplo, el Reglamento Estándar Británico de Práctica CP 114 (1948)^{14.12} establecía: "Ningún mantenimiento estructural deberá ser necesario para concreto denso construido de acuerdo con este reglamento". Incluso la edición de 1969 del mismo reglamento de práctica^{14.10} se limitaba a sí mismo con la declaración: "Cuanto más grande sea la severidad de la exposición, tanto más alta será la calidad del concreto requerido...".

Los factores que influyen en la durabilidad se analizaron en los capítulos 10 y 11; ahora se considerarán los medios simples de especificar las proporciones de la mezcla para lograr la durabilidad requerida. La palabra "simple" se emplea en reconocimiento del hecho de que la penetrabilidad del concreto, que desempeña una función decisiva en su durabilidad, no se puede controlar directamente en la producción

Tabla 14.3 Requisitos del ACI 318-R95^{14.8} para concreto expuesto a congelación y deshielo

Condición de exposición	Relación máxima agua/cemento para concreto de peso normal	Resistencia mínima a la compresión de cilindros de prueba para concreto de agregado de peso ligero
		MPa
Expuesto a agua cuando se requiere baja permeabilidad	0.50	28
Expuesto a congelación y deshielo en una condición húmeda o a los agentes para descongelar	0.45	31
Expuesta a cloruros que provienen de agentes descongelantes o de salpicadura o rociado de agua de mar, se requiere protección de corrosión	0.40	34

del concreto. A partir de esto, es necesario confiar en la relación agua/cemento, el contenido del cemento, la resistencia a la compresión -en realidad, uno cualquiera de éstos, o dos, o los tres al mismo tiempo, se pueden utilizar. Vale la pena reiterar que cualesquiera que sean las proporciones de la mezcla que se escojan, el concreto debe ser capaz de compactarse plenamente empleando los medios disponibles, y que tal compactación se debe alcanzar en la práctica.

El Reglamento para las Construcciones del American Concrete Institute 318-R95^{14.8} dedica un capítulo aparte a los requisitos de durabilidad. Con respecto a la exposición a congelación y deshielo, el ACI 318-R95 requiere, para concreto de peso normal, una relación máxima especificada de agua/cemento, y para concreto de agregado de peso ligero, una resistencia mínima especificada; éstas se muestran en la tabla 14.3. La razón para esta diferencia de enfoque en los dos tipos de concreto es que no es factible controlar la relación agua/cemento del concreto de agregado de peso ligero. Además, todos los concretos requieren aire incluido, siendo el contenido total de aire especificado de acuerdo con las condiciones de exposición y el tamaño máximo de agregado empleado (véase la tabla 11.3). Los límites en las cantidades de ceniza volante y escoria de alto horno molida y granulada cuando se utilizan agentes descongelantes, que prescribe el ACI 318-R95,^{14.8} se dan en la página 467.

Los requisitos sugeridos en el Programa de Investigación Estratégica de Carreteras de EE. UU.,^{14.14} son más estrictos que los del ACI 318-R95; la relación agua/cemento no debe exceder de 0.35 con el propósito de asegurar poros capilares discontinuos en la pasta de cemento después del curado de un día.

La norma británica BS 5328: Parte 1:1991 contiene una clasificación elaborada de exposición y recomienda valores apropiados de la relación máxima agua/cemento, el contenido mínimo de cemento y la resistencia a la compresión de 28 días. Estos valores recomendados van a ser probablemente inadecuados en climas diferentes a los templados, e incluso en las condiciones británicas pueden ser algo optimistas. Una de estas recomendaciones es para el efecto de que una relación máxima agua/cemento de 0.55, un contenido mínimo de cemento de 325 kg/m³, y una resistencia característica de 40 MPa (medida en cubos) se deban utilizar para concreto expuesto ocasionalmente a rociado de agua de mar o de agentes descongelantes o a condiciones severas de congelación mientras está mojado. Estas recomendaciones no se respaldan en este libro.

De acuerdo con BS 5328:Parte 1:1991, una resistencia satisfactoria "aseguraré generalmente que los límites sobre la relación agua libre/cemento y en contenido de cemento se satisfarán sin verificación adicional". En consideración de la

amplia variedad de cementos disponibles en todo el mundo, esta suposición puede no ser válida y no se recomienda en este libro. En particular, algunos materiales cementantes aumentan la resistencia a la compresión del concreto, pero la resistencia más elevada no necesariamente contribuye a la resistencia a la congelación y deshielo o a la carbonatación.^{14.9} Es mucho más dudoso de que la sola resistencia se pueda utilizar como un indicador de la durabilidad.

Con respecto al ataque de sulfatos, la norma BS 5328:Parte 1:1991 recomienda tanto un valor máximo de la relación agua/cemento como un contenido mínimo de cemento, y también especifica el tipo de cemento que se ha de emplear para varias concentraciones de sulfatos en aguas subterráneas o en el suelo. Es discutible que exista alguna contradicción entre el enfoque de la norma británica respecto de los requisitos para resistencia al ataque de sulfatos y a otras condiciones de exposición para las cuales la sola resistencia puede ser utilizada como una medida de cumplimiento. Esta situación bien puede ser consecuencia de la combinación de nuestra inadecuada comprensión del comportamiento del concreto sujeto a varias forma de ataque, unida a las dificultades prácticas de control de todos los aspectos de los ingredientes de la mezcla y de sus proporciones.

Para la resistencia al ataque de sulfatos, ACI 225R-91^{14.17} prescribe una relación máxima de agua/cemento entre 0.45 y 0.50 para las categorías de exposición dadas en la tabla 10.7. También se prescriben los materiales cementantes que se van a emplear.

El contenido de cemento como tal no controla la durabilidad: lo hace sólo en la medida en que influye en la relación agua/cemento, la cual, a su vez, influye en la resistencia. Por otra parte, considerando que la confianza en el contenido mínimo de cemento, se deberá recordar que, aunque se expresa en kilogramos por metro cúbico de concreto, la durabilidad depende grandemente de las propiedades de la pasta de cemento hidratado. Así, es el contenido de cemento de la pasta lo que es pertinente, y el volumen de la pasta del cemento (en un volumen unitario de concreto) es tanto menor cuanto más grande es el tamaño máximo del agregado. Por esta razón, la norma BS 5328: Parte 1:1991 recomienda un ajuste del contenido de cemento como una función del tamaño máximo de agregado de la manera siguiente. El contenido especificado de cemento de una mezcla con un tamaño máximo de agregado de 20 mm se deberá aumentar 20 kg/m³ cuando el tamaño máximo de agregado es 14 mm, y 40 kg/m³ cuando es 10 mm. Inversamente, cuando el tamaño máximo de agregado es 40 mm, el contenido de cemento se puede reducir 30 kg/m³ según se compara con concreto que contiene agregado de 20 mm. Se puede observar que, en el enfoque francés, se supone

que el contenido de cemento es inversamente proporcional a la raíz quinta del tamaño máximo de agregado; esto atribuye al tamaño máximo de agregado una gran influencia sobre el contenido requerido de cemento.

Si la durabilidad requiere cierta relación máxima agua/cemento, pero los requisitos estructurales son para un valor de resistencia que se puede alcanzar fácilmente a una relación agua/cemento más alta, no se deberá especificar un juego de valores incompatibles de resistencia y de relación agua/cemento. Antes bien, se deberá utilizar una resistencia especificada más alta para que corresponda con la relación agua/cemento requerida por razones de durabilidad. De esta manera, no habrá tentación de parte del productor de concreto para desatender la relación agua/cemento y depender sólo del nivel adecuado de resistencia.^{14,8} La resistencia más alta se deberá establecer antes del comienzo del diseño estructural de manera que se pueda sacar ventaja del uso de una resistencia más alta del concreto en el diseño estructural.

Debe decirse que poco se conoce acerca de la variabilidad de la relación agua/cemento del concreto *in situ*. De acuerdo con Gaynor,^{14,13} en obras bien controladas, la desviación estándar de la relación agua/cemento está entre 0.02 y 0.03. Esta alta variabilidad puede ser un reflejo del hecho de que la cantidad total de agua libre en una dosificación dada no se averigua fácilmente. Una razón de esto es que, aun si el contenido de humedad del agregado se mide con exactitud, el resultado puede no ser representativo de la dosificación dada.

La relación agua/cemento no determina la resistencia del concreto a la penetración de cloruros: el tipo de material cementante empleado afecta de manera importante la penetrabilidad del concreto resultante. En especial, los concretos que contienen tanto escoria de alto horno molida y granulada como humo de sílice ofrecen resistencia particularmente buena.^{14,1} Esta situación ejemplifica la dificultad de basar la especificación en cuanto a durabilidad en la sola resistencia. El mismo argumento es válido para el uso de contenido de cemento solo.

La naturaleza de los materiales cementantes que se van a emplear es de importancia vital también en otras condiciones de exposición. Cuando el concreto va a estar sujeto al ataque químico, se debe utilizar un tipo conveniente de cemento, pero, si la resistencia a la congelación y deshielo es el único requisito de durabilidad, la elección del tipo de cemento está regida por otras consideraciones, por ejemplo, el desarrollo de resistencia temprana o de un alto calor de hidratación en la elaboración de concreto en clima frío. En realidad, las propiedades benéficas de los diversos materiales cementantes, analizadas en el capítulo 13, se deberán

aprovechar en la selección del cemento. Sin embargo, habrá que recordar (véase la página 467) los límites en el contenido máximo de ceniza volante y de escoria de alto horno molida y granulada que impone el ACI 318-95^{14,8} para concreto expuesto a agentes descongelantes.

Puesto que el tipo de cemento afecta el desarrollo temprano de resistencia, puede ser necesario, con algunos cementos, emplear una relación agua/cemento baja para asegurar una resistencia satisfactoria a edades tempranas. Así, la resistencia, el tipo de cemento y la durabilidad determinan entre ellos la relación agua/cemento requerida, una de las cantidades esenciales en el cálculo de proporciones de la mezcla.

Trabajabilidad

Hasta ahora, hemos considerado los requisitos para que el concreto sea satisfactorio en el estado endurecido pero, como se dijo antes, son igualmente importantes las propiedades cuando se transporta, posiblemente se bombea, y se cuela. Un factor esencial en esta etapa es una trabajabilidad satisfactoria. La selección de proporciones de la mezcla que no permiten la realización de trabajabilidad apropiada anula totalmente al propósito del proporcionamiento racional de la mezcla.

La trabajabilidad que se considera deseable depende de dos factores. El primero es el tamaño mínimo de la sección que se va hacer de concreto y la cantidad y espaciamiento del acero de refuerzo; el segundo es el método de compactación que se va a emplear.

Es claro que cuando la sección es angosta y complicada, o cuando hay esquinas numerosas o partes inaccesibles, el concreto debe tener una trabajabilidad alta para que se pueda lograr una compactación completa con una cantidad razonable de esfuerzo. Lo mismo se aplica cuando hay secciones o dispositivos de acero de refuerzo embebidos, o cuando la cantidad o espaciamiento del refuerzo hacen difíciles la colocación y la compactación. Puesto que estos aspectos de la estructura se determinan durante su diseño, la trabajabilidad necesaria se debe asegurar en la selección de proporciones de la mezcla. Por otra parte, cuando no existen tales limitaciones, la trabajabilidad se puede escoger dentro de límites bastante amplios, pero se debe decidir sobre los medios de transportación y compactación en consecuencia; es importante que se utilice el método prescrito de compactación durante todo el progreso de la construcción. En la norma BS 5328:Parte1:1991 se aconseja sobre el valor apropiado del revenimiento y de los medios de compactación para diferentes tipos de construcción.

Una propiedad relacionada estrechamente con la trabajabilidad es la cohesión. Ésta depende bastante de la proporción de partículas finas en la mezcla y, especialmente en mezclas pobres, se debe poner atención a la granulometría del agregado en el extremo fino de la escala. Algunas veces es necesario hacer varias mezclas de ensayo con diferentes proporciones de agregado fino a grueso para hallar la mezcla con la cohesión adecuada.

Aunque toda mezcla deberá ser cohesiva de modo que se pueda obtener concreto uniforme y bien compactado, la importancia exacta de la cohesión varía. Por ejemplo, allí donde el concreto se ha de transportar sin agitación a través de una gran distancia o se maneja hacia abajo en una tolva, o tiene que pasar a través de acero de refuerzo, posiblemente hasta un rincón inaccesible, es esencial que la mezcla sea verdaderamente cohesiva. En los casos en que es menos probable encontrar las condiciones que conducen a la segregación, la cohesión tiene menor importancia, pero nunca se debe utilizar una mezcla que se segrega fácilmente.

Tamaño máximo de agregado

En concreto reforzado, el tamaño máximo de agregado que se puede utilizar está regido por el ancho de la sección y el espaciamiento del refuerzo. Con esta estipulación, solía considerarse deseable emplear un tamaño máximo de agregado tan grande como fuera posible. Sin embargo, ahora parece que el mejoramiento de las propiedades del concreto con un aumento en el tamaño de agregado no se extiende más allá de 40 mm (1 ½ pulg.) de manera que el empleo de tamaños más grandes puede no ser ventajoso (véase la página 174). Especialmente, en concreto de alto desempeño, el uso de agregado mayor de 10 a 15 mm (3/8 a 5/8 pulg.) es contraproducente (véase la página 474).

Además, el empleo de un tamaño máximo más grande significa que se ha de mantener un número mayor de apilamientos, y las operaciones de dosificación se vuelven correspondientemente más complicadas. Esto puede ser antieconómico en obras pequeñas pero, allí donde se van a colocar cantidades grandes de concreto, el costo adicional de manejo se puede equilibrar mediante una reducción en el contenido de cemento de la mezcla.

La elección del tamaño máximo también se puede regir por la disponibilidad de materiales y por su costo. Por ejemplo, cuando se van a cribar distintos tamaños de una mina, generalmente es preferible no rechazar el tamaño más grande, siempre que sea aceptable como fundamentos técnicos.

Granulometría y tipo de agregado

Casi todas las observaciones de la sección precedente se aplican igualmente a consideraciones de granulometría del agregado porque a menudo es más económico utilizar el material disponible localmente, aun cuando requiere una mezcla más rica (pero siempre que produzca concreto libre de segregación) en lugar de traer un agregado mejor graduado desde un lugar más alejado de la obra.

Se ha recalcado repetidamente que, aunque hay ciertas características que pueden considerarse como lo más deseable para una buena curva de granulometría, no existen granulometrías ideales, y un concreto excelente se puede hacer con un amplio rango de granulometrías de agregado.

La granulometría influye en las proporciones de la mezcla para una trabajabilidad y una relación agua/cemento deseadas: cuanto más gruesa es la granulometría tanto más pobre es la mezcla que se puede utilizar, pero esto es así sólo dentro de ciertos límites, porque una mezcla muy pobre no será cohesiva sin una cantidad suficiente de material fino.

Con todo, es posible invertir el sentido de la elección: si el contenido de cemento es fijo (por ejemplo, una mezcla pobre puede ser esencial para construcción con concreto de masivo), entonces se puede escoger una granulometría tal que se pueda hacer concreto de proporciones dadas de agua/cemento/agregado y que tenga una trabajabilidad satisfactoria. Por supuesto, existen límites en la granulometría fuera de los cuales no es posible hacer buen concreto.

También se deberá considerar la influencia del tipo de agregado puesto que su textura superficial, su forma y propiedades relacionadas influyen en la relación agregado/cemento para una trabajabilidad deseada y una relación agua/cemento dada. Al seleccionar una mezcla, por lo tanto, es esencial conocer al principio qué tipo de agregado está disponible.

Una característica importante del agregado satisfactorio es la uniformidad de su granulometría. En el caso de agregado grueso, esto se logra de manera comparativamente fácil por el uso de apilamientos separados para cada fracción de tamaño. Sin embargo, se requiere cuidado considerable para mantener la uniformidad de la granulometría del agregado fino y esto es especialmente importante cuando el contenido de agua de la mezcla es controlado por el operario de la mezcladora sobre la base de trabajabilidad constante: un cambio repentino hacia granulometría más fina requiere agua adicional para que se mantenga la trabajabilidad, y esto significa una resistencia más baja de la dosificación afectada. También, un exceso de agregado fino puede hacer

imposible la compactación completa y así conducir a una reducción de la resistencia.

Así, mientras que los límites estrechos de especificación para granulometría de agregado pueden ser indebidamente restrictivos, es esencial que la granulometría de agregado varíe de una dosificación a otra solamente dentro de límites prescritos.

Contenido de cemento

Todos los factores considerados hasta ahora, que incluyen la relación agua/cemento, determinarán entre ellos la relación de agregado/cemento o el contenido de cemento de la mezcla. Para obtener una idea clara de las diversas influencias, se deberá consultar otra vez la figura 14.1

La elección del contenido de cemento se hace ya sea sobre la base de la experiencia o, alternativamente, a partir de gráficas y tablas preparadas por pruebas extensas en laboratorios. Tales tablas no son más que una guía para las proporciones de la mezcla requeridas puesto que ellas se aplican plenamente sólo para los agregados reales utiliza-

dos en su derivación. Además, las proporciones recomendadas se basan comúnmente en granulometrías de agregado que se han hallado satisfactorias. Cuando es necesaria una desviación importante de tales granulometrías, puede ser útil recordar algunas de las "reglas" de orientación establecidas ya desde los años cincuenta. Una de estas "reglas" es: cuando hay un exceso de partículas más pequeñas que el tamiz de 600 μm (núm. 30 de ASTM), la cantidad de material que pasa el tamiz de 4.76 mm (3/16 pulg.) se deberá reducir una cantidad de hasta 10 por ciento del agregado total. Por otra parte, cuando hay un exceso de partículas de la serie de tamices de 1.20 a 4.76 mm (núm. 16 de ASTM a 3/16 pulg.), se deberá aumentar la cantidad de agregado fino. Sin embargo, el agregado fino con un exceso grande de partículas entre tamices de 1.20 mm (núm. 16 de ASTM) y 4.76 mm (3/16 pulg.) producen una mezcla áspera y puede requerir un contenido mayor de cemento para obtener una trabajabilidad satisfactoria.

Al comparar varias mezclas, es a veces conveniente convertir rápidamente la relación agregado/cemento en contenido de cemento y lo inverso: la figura 14.8 hace muy fácil tal conversión.

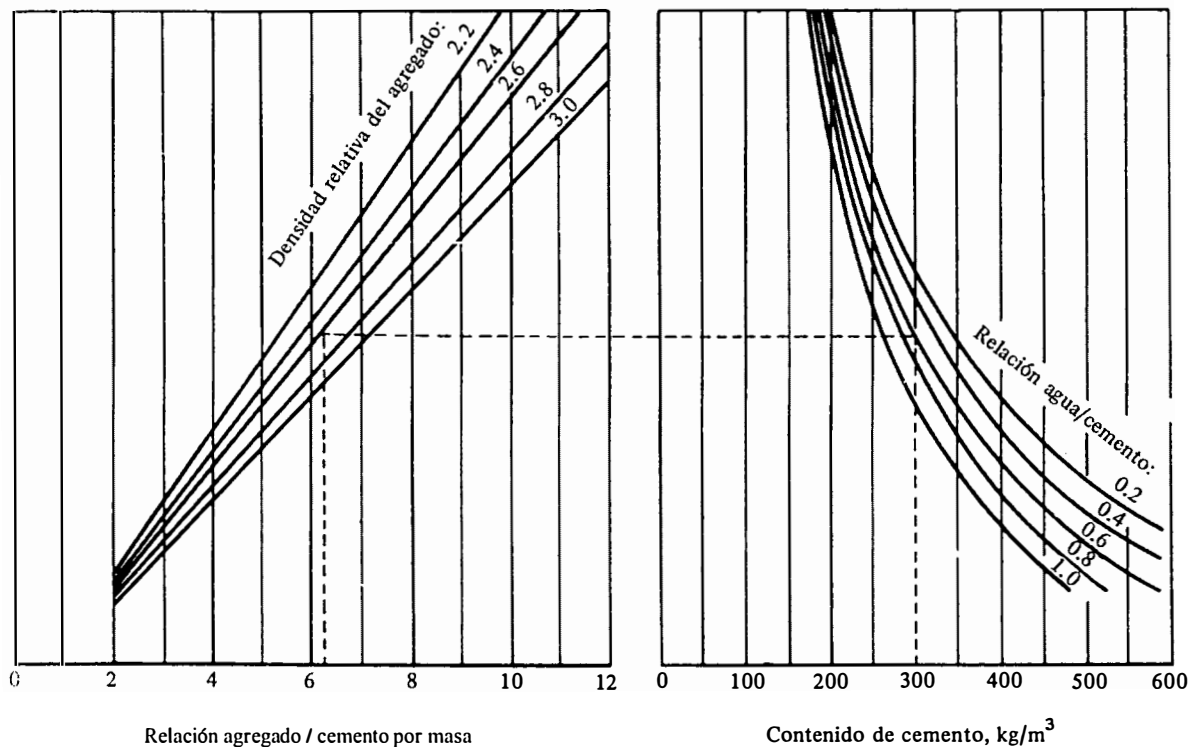


Figura 14.8 Gráfica de conversión para la relación agregado/cemento y contenido de cemento (cortesía de Cement and Concrete Association)

Proporciones de la mezcla y cantidades por dosificación

Una vez conocidos la relación agua/cemento y el contenido de cemento, no hay dificultad en determinar las proporciones de cemento, agua, y agregado. En la práctica, el agregado se abastece desde al menos dos apilamientos, y las cantidades de agregado de cada tamaño se dan separadamente. Esto no presenta ningún problema porque, al decidir la granulometría conveniente, ya tuvimos que calcular las proporciones de las diferentes fracciones de tamaño de agregado. En el ejemplo de la página 324, se dan los detalles del cálculo.

Para propósitos prácticos, las cantidades de la mezcla se dan en kilogramos por dosificación. Cuando el cemento se abastece a granel, escogemos las cantidades de dosificación para que su suma sea igual a la capacidad de la mezcladora. Cuando el cemento se suministra en bolsas, no hay ninguna provisión para pesarlo, es preferible escoger las cantidades de dosificación de manera que la masa de cemento por dosificación sea un saco o su múltiplo. La masa de cemento se conoce entonces exactamente. En casos excepcionales, se puede utilizar medio saco, pero otras fracciones no se pueden determinar en forma segura y nunca se deberán usar. Los tamaños de sacos se dan en la página 5.

Si una mezcla de concreto de ciertas proporciones se va a modificar por el uso de un aditivo, hay que hacer algunos cambios en la cantidad de algunos de los ingredientes. Un principio importante es mantener el volumen de agregado grueso, y ajustar sólo el volumen de agregado fino.

Esto se hace cambiando la cantidad de agregado fino sobre una base de volumen absoluto por una cantidad igual y opuesta al cambio del volumen de agua, aire incluido y cemento. La parte líquida de cualquier aditivo se considera una parte del agua de mezclado.

Cálculo por volumen absoluto

El procedimiento descrito hasta aquí conduce a la determinación de los valores de la relación agua/cemento y el contenido de cemento o la relación agregado/cemento, y también de las proporciones relativas de los agregados de distintos tamaños, pero no da el volumen de concreto plenamente compactado producido por estos materiales.

Este volumen se obtiene por cálculo simple, empleando el así llamado método del volumen absoluto, el cual supone que el volumen del concreto compactado es igual a la suma de los volúmenes absolutos de todos los ingredientes.

Es común calcular las cantidades de ingredientes para producir un metro cúbico de concreto. Entonces, si W , C , A_1 , y A_2 son las cantidades requeridas por masa de agua, cemento, agregado fino y agregado grueso, respectivamente, tenemos, por metro cúbico:

$$\frac{W}{1000} + \frac{C}{1000\rho_c} + \frac{A_1}{1000\rho_1} + \frac{A_2}{1000\rho_2} = 1$$

en donde ρ con el sufijo apropiado representa el peso específico de cada material. En el sistema imperial o americano de unidades de medición, puesto que la densidad del agua (62.4) se expresa en libras por pie cúbico, el volumen total de una yarda cúbica se ha de expresar como 27 pies cúbicos. Para la yarda cúbica, por lo tanto, la ecuación correspondiente es:

$$\frac{W}{62.4} + \frac{C}{62.4\rho_c} + \frac{A_1}{62.4\rho_1} + \frac{A_2}{62.4\rho_2} = 27$$

Los cálculos para proporcionamiento de la mezcla dan los valores de W/C , $C/(A_1 + A_2)$ y A_1/A_2 , de donde se pueden hallar los valores de W , C , A_1 , y A_2 .

Cuando hay un material cementante adicional, posiblemente con un peso específico diferente del que tiene el cemento portland, o cuando el agregado fino o grueso está en más de un apilamiento, se agregan a la ecuación términos adicionales de forma similar. Cuando existe aire incluido, y su porcentaje es, digamos, a por ciento del volumen de concreto, el lado derecho de la ecuación de "yardas cúbicas" se leería:

$$27x \left[1 - \frac{a}{100} \right]$$

Para la ecuación de "metros cúbicos", 27 se reemplaza por 1.

En las ecuaciones precedentes, C representa el contenido de cemento en kilogramos por metro cúbico o libras por yarda cúbica del concreto, y W es el contenido de agua en las mismas unidades; lo último no se debe confundir con la relación agua/cemento. En Estados Unidos, el contenido de cemento solía expresarse en sacos de cemento por yarda cúbica de concreto y se le conocía como *factor de cemento*; un saco pesa 94 lb.

Si el agregado contiene humedad libre cuyo peso es, digamos, m por ciento de la masa del agregado seco, entonces los valores de la masa del agua *agregada* W y del agregado (húmedo) se deben ajustar. El peso de agua libre en A' kg(lb) de agregado es x tal que:

$$\frac{m}{100} = \frac{x}{A' - x}$$

y la masa del agregado seco es $A = A' - x$. De aquí, $x = Am/100$. Esta masa se agrega a A para dar la masa del agre-

gado húmedo por dosificación, $A(1 + m/100)$, y se sustrae de W para dar la masa de agua agregada, $W - A m/100$.

Por lo regular, cada fracción de tamaño de agregado tiene un contenido de humedad diferente, y la corrección se deberá aplicar a A_1 , A_2 , etc., con un valor apropiado de m .

En la producción de concreto de baja resistencia, se puede prescindir de la determinación del contenido de humedad del agregado si la granulometría de este último es razonablemente constante y se emplea dosificación por peso. En esas circunstancias, un cambio de trabajabilidad causado por una variación en el contenido de humedad de agregado puede ser evitado por un operario de la mezcladora experimentado que ajuste la cantidad de agua agregada de manera que la trabajabilidad, según se juzgue a ojo, permanezca constante. La relación agua/cemento permanece entonces también sensiblemente constante. Sin embargo, hay que recalcar que, si el concreto de proporciones especificadas se va a producir de manera consistente, entonces es esencial que todos los ingredientes, incluida la humedad del agregado, se determinen con precisión.

En el caso de dosificación por volumen, no se necesita hacer ninguna corrección en el contenido de humedad cuando se trata del agregado grueso, pero se debe tener en cuenta el abundamiento de agregado fino (véase la página 92). La cantidad de agua agregada debe ser ajustada por el

operario de la mezcladora como en el caso de la dosificación por peso.

Combinación de agregados para obtener una granulometría tipo

Aunque no hay granulometrías ideales -un punto señalado repetidamente- puede ser deseable o requerido proporcionar los materiales disponibles de una manera tal que la granulometría del agregado combinado sea similar a una curva específica o que se extienda entre límites dados. Esto se puede hacer por cálculo o gráficamente. Ambos procedimientos se explican mucho mejor por medio de ejemplos.

En estos ejemplos, se supone que todos los agregados tienen el mismo peso específico. Sin embargo, la composición física del concreto está basada en proporciones volumétricas. Se sigue que, si los pesos específicos de las diferentes fracciones de tamaño difieren apreciablemente unos de otros, las proporciones requeridas se deberán ajustar de manera correspondiente. Este enfoque es necesario en el cálculo de las proporciones de mezcla de las dosificaciones de agregado de peso ligero cuando se utilizan agregado grueso de peso ligero y agregado fino de peso normal.

Supóngase que las granulometrías del agregado fino y las dos fracciones de tamaño de agregado grueso sean como aparecen en la tabla 14.4, y que vamos a combinar los mate-

Tabla 14.4 Ejemplo de combinación de agregados para obtener una granulometría tipo.

Tamaño de tamiz		Porcentaje acumulado que pasa por:			(1) x 1	(2) x 0.94	(3) x 2.59	(4) + (5) + (6)	Granulometría de agregado combinado (7)÷4.53
mm o μ m	pulg. o núm.	Agregado fino (1)	19.0 a 4.75 mm (3/4 a 3/16 pulg.) (2)	38.1 a 19.0 mm (1 1/2 a 3/4 pulg.) (3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
38.1	1 1/2	100	100	100	100	94	259	453	100
19.0	3/4	100	99	13	100	93	34	227	50
9.50	3/8	100	33	8	100	31	21	152	34
4.75	3/16	99	5	2	99	5	5	109	24
2.36	8	76	0	0	76	0	0	76	17
1.18	16	58			58			58	13
600	30	40			40			40	9
300	50	12			12			12	3
150	100	2			2			2	1/2

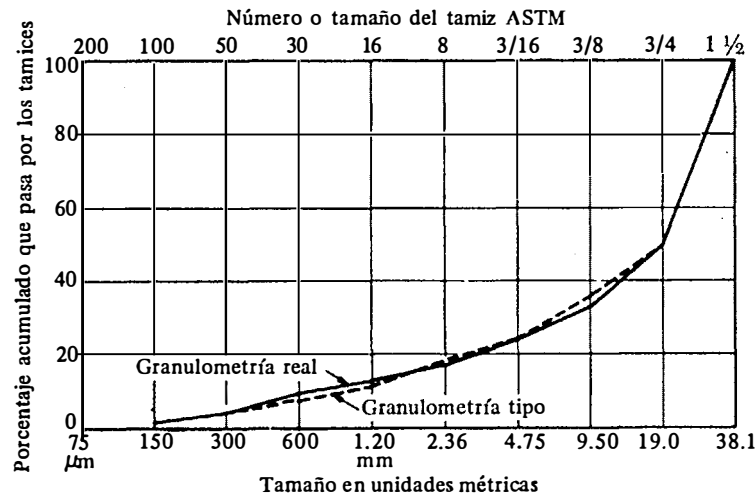


Figura 14.9 Granulometría del agregado para el ejemplo de la Tabla 14.4

riales con el propósito de aproximarnos a la granulometría más gruesa de la figura 3.15 (curva 1). En esta curva, 24 por ciento del agregado total pasa el tamiz de 4.75 mm (3/16 pulg.), y 50 por ciento pasa el tamiz de 19.0 mm cm (3/4 pulg.).

Sean x, y, z las proporciones de finos, de 19.0 a 4.75 mm (3/4 a 3/16 pulg.), y de 38.1 a 19.0 mm (1 1/2 a 3/4 pulg.), respectivamente. Entonces, para satisfacer la condición de que 50 por ciento del agregado combinado pase el tamiz de 19.0 mm (3/4 pulg.), tenemos:

$$1.0x + 0.99y + 0.13z = 0.5 (x + y + z).$$

La condición de que 24 por ciento del agregado combinado pase el tamiz de 4.75 mm (3/16 pulg.) se puede escribir:

$$0.99x + 0.05y + 0.02z = 0.24 (x + y + z).$$

A partir de estas dos ecuaciones encontramos:

$$x : y : z = 1 : 0.94 : 2.59$$

es decir, los tres agregados se combinan en las proporciones 1:0.94:2.59.

Para hallar la granulometría del agregado combinado, multiplicamos las columnas (1), (2), y (3) de la tabla 14.4 por 1, 0.94 y 2.59, respectivamente; los productos se muestran en las columnas (4), (5) y (6). Ahora sumamos estas tres columnas (columna 7) y dividimos la suma por 1 + 0.94 + 2.59 = 4.53. El resultado dado en la columna (8), es la granulometría del agregado combinado. La granulometría es dada hasta el 1 por ciento más cercano ya que, a causa de la variabilidad de los materiales, ninguna exactitud aparente más alta tiene significado.

La figura 14.9 muestra la granulometría del agregado combinado, junto con la curva tipo que estamos tratando de se-

guir. Las desviaciones son evidentes, y en verdad inevitables, pues el acuerdo con la curva tipo es posible por lo regular sólo en puntos especificados.

El método gráfico se muestra en la figura 14.10. Los dos agregados gruesos se combinan primero, utilizando como criterio el porcentaje que pasa el tamiz de 19.0 mm (3/4 pulg.). El porcentaje que pasa se marca a lo largo de tres lados de un cuadrado. Los valores para los dos agregados gruesos se registran en los dos lados opuestos, y los puntos que corresponden al mismo tamaño de tamiz se unen con líneas rectas. Ahora, se dibuja una línea vertical a través del punto en donde la línea que une los valores de 19.0 mm (3/4 pulg.) hace intersección con la línea horizontal que representa el porcentaje correcto de agregado menor de 19 mm (3/4 pulg.). En nuestro caso, (50-24) = 26 partes de agregado más grueso que el tamiz de 9.50 mm (3/16 pulg.) van a pasar el tamiz de 19.0 mm (3/4 pulg.), mientras que 50 partes van a ser retenidas. La relación es así 26: (50 + 26), o 34 por ciento de *todo* el agregado grueso. Por lo tanto, se dibuja una línea horizontal a través del punto de 34 por ciento para hacer intersección con la línea de 19.0 mm (3/4 pulg.) en el punto A. Una línea horizontal a través de A da la cantidad de material de 19.0 a 4.75 mm (3/4 a 3/16 pulg.) como un porcentaje del agregado grueso total. En la figura 14.10(a), este valor es 24 por ciento. La línea vertical da también la granulometría del agregado grueso combinado, y éste está combinado con el agregado fino de una manera similar a la descrita [figura 14.10(b). Hallamos que 22 partes de agregado fino se van a combinar con 78 partes de agregado más grueso que el tamiz de 4.75 mm (3/16 pulg.). El agregado debe entonces ser proporcionado como 22:(24/100x78:(76/100)x78, o 1:0.85:1.69. La línea vertical a través del punto B [figura 14.10(b) da la granulometría combinada del agregado obtenido por el proporcionalmen-

Paso 2: Selección del tamaño máximo de agregado

Esto, también, tendrá que decidirse, -generalmente lo hará proyectista de la estructura- recordando con cuidado los requisitos geométricos del tamaño del miembro y el espaciamiento del acero de refuerzo o alternativamente, según razones de disponibilidad.

Paso 3: Estimación del contenido de agua y del contenido de aire

Como se estudió en el capítulo 4, el contenido de agua requerido para producir un revenimiento dado depende de varios factores: el tamaño máximo de agregado, su forma, textura y granulometría; el contenido de aire incluido; el uso de aditivos con propiedades fluidificantes o reductoras de agua; y la temperatura del concreto. Se han de utilizar tablas que relacionen el revenimiento con estas propiedades, a menos que se cuente con experiencia directa. Una tabla tal es la tabla 4.1. Alternativamente, se pueden utilizar los valores que recomienda el ACI 211.1-91;^{14.5} una selección de éstos se da en la tabla 14.5. En la práctica, se deberán te-

ner en cuenta las notas de esta tabla y los comentarios del ACI 211.1-91, que no se reproducen aquí.

Los valores de la tabla 14.5 son típicos para agregados angulares bien formados que tienen lo que se considera una "buena" granulometría. Cuando el agregado grueso está redondeado, se puede esperar que el requisito de agua por metro cúbico de concreto se reduzca en alrededor de 18 kg. en el caso de concreto sin aire incluido, y en 15 kg para concreto con aire incluido. Los aditivos reductores de agua, y todavía más los superfluidificantes, reducirán en forma significativa los valores de agua dados en la tabla 14.5. Se deberá recordar que la parte líquida de los aditivos constituye una parte del agua de la mezcla.

La tabla 14.5 también da los valores de la cantidad de aire atrapado que se puede esperar. Estos son útiles en el cálculo de la densidad del concreto compactado y del rendimiento.

Paso 4: Selección de la relación agua/cemento

Existen dos criterios para la selección de la relación agua/cemento: resistencia y durabilidad. En lo que corresponde a la

Tabla 14.5 Requisitos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños nominales máximos de agregados dados en el ACI 211.1-91^{14.5}

Revenimiento, mm	Agua, kg/m ³ de concreto para tamaños máximos de agregado nominales indicados							
	9.5	12.5	19	25	37.5	50	75	150
Concreto sin aire incluido								
25 a 50	207	199	190	179	166	154	130	113
75 a 100	228	216	205	193	181	169	145	124
150 a 175	243	228	216	202	19	178	160	--
Cantidad de aire atrapado, por ciento	3	2.5	2	1.5	0.1	0.5	0.3	0.2
Concreto con aire incluido								
25 a 50	181	175	168	160	150	142	122	107
75 a 100	202	193	18	175	165	157	133	119
150 a 175	216	205	197	184	174	166	154	--
Contenido total de aire (por ciento) para:								
Mejoramiento de trabajabilidad	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0
Exposición moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
Exposición extrema	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0

resistencia a la compresión, el valor promedio que se busca debe exceder la resistencia "mínima" especificada por un margen apropiado (véase la página 513). El término "cemento" se refiere al peso total de los materiales cementantes empleados; su elección se rige por factores numerosos tales como desarrollo de calor, rapidez de ganancia de resistencia y resistencia a las diversas formas de ataque químico, de manera que el tipo de cemento mezclado que se vaya a utilizar se ha de establecer al principio del proporcionamiento de la mezcla. Es para el cemento real que se va a emplear, que se ha de establecer la relación entre la resistencia y la relación agua/cemento sobre cierto rango de resistencias.

En lo que corresponde a durabilidad, la relación agua/cemento bien puede ser especificada por el proyectista de la estructura o por un reglamento de diseño apropiado. Lo vital es que la relación agua/cemento escogida sea la *más baja* de los dos valores que emanen de los requisitos de resistencia y durabilidad.

Cuando se utilicen materiales cementantes diferentes, se deberá recordar que sus valores de peso específico son variables: los valores comunes son: 3.15 para cemento portland, 2.90 para escoria de alto horno molida y granulada, y 2.30 para ceniza volante.

Paso 5: Cálculo del contenido de cemento

El resultado de los pasos 3 y 4 da el contenido de cemento de manera directa: es el contenido de agua dividido por la relación agua/cemento. Sin embargo, si a partir de las consideraciones de durabilidad, existe un requisito para cierto

contenido mínimo de cemento, se debe utilizar el *más grande* de los valores.

Ocasionalmente, a partir de las consideraciones de desarrollo de calor, la especificación impone un contenido máximo de cemento. Por supuesto, éste debe observarse. El desarrollo de calor tiene interés particular en el concreto masivo, y el proporcionamiento de la mezcla para ese tipo de concreto es cubierto específicamente en el ACI 211.1-91.^{14.5}

Paso 6 : Estimación de contenido de agregado grueso

Aquí, se hace la suposición de que la relación óptima del volumen aparente de agregado grueso respecto del volumen total de concreto depende sólo del tamaño del agregado y de la granulometría del agregado fino. La forma de las partículas de agregado grueso no entra directamente en la relación porque, por ejemplo, un agregado triturado tiene un volumen aparente mayor para la misma masa (o sea, una densidad aparente menor) que un agregado bien redondeado. Así, el factor forma es tomado en cuenta automáticamente en la determinación de la densidad aparente. La tabla 14.6 da los valores del volumen óptimo de agregado grueso cuando se utiliza con agregados finos de diferentes módulos de finura (véase la página 107). Este volumen se convierte en masa de agregado grueso por metro cúbico de concreto mediante la multiplicación del valor de la tabla por la masa del agregado secado en horno y varillado (en kg/m³).

Tabla 14.6 Volumen aparente de agregado grueso por volumen unitario de concreto.^{14.5}

Tamaño máximo de agregado		Volumen aparente de agregado grueso varillado y secado en horno por volumen unitario de concreto para módulo de finura de agregado fino de:			
mm	pulg	2.40	2.60	2.80	3.00
9.5	3/8	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5	1/2	0.59	0.57	0.5	0.53
20	3/4	0.66	0.64	0.62	0.60
25	1	0.71	0.69	0.67	0.65
37.5	1 1/2	0.75	0.73	0.71	0.69
50	2	0.78	0.76	0.74	0.72
75	3	0.82	0.80	0.78	0.76
150	6	0.87	0.85	0.83	0.81

Los valores dados producirán una mezcla con una trabajabilidad adecuada para construcción de concreto reforzado. Para concreto menos trabajable, por ejemplo, el que se utiliza en construcción de caminos, los valores se pueden aumentar en 10 por ciento. Para concreto más trabajable, tal como el que puede requerir para colocación por bombeo, los valores se pueden reducir hasta en 10 por ciento.

Paso 7: Estimación del contenido de agregado fino

En esta etapa, la masa del agregado fino es la única cantidad que queda por conocer. El volumen absoluto de esta masa se puede obtener sustrayendo la suma de los volúmenes absolutos de agua, cemento, aire incluido y agregado grueso del volumen del concreto, es decir, 1 m^3 . Para cada ingrediente, el volumen absoluto es igual a la masa dividida por la densidad absoluta del material (en kg/m^3); la densidad absoluta es el peso específico del material multiplicado por la densidad del agua ($1,000\text{ kg/m}^3$).

El volumen absoluto de agregado fino se convierte en masa al multiplicar este volumen por el peso específico del agregado fino y por la densidad del agua.

Alternativamente, la masa del agregado fino se puede obtener directamente mediante la sustracción de la masa total de los otros ingredientes la masa de un volumen unitario de concreto, si éste se puede estimar a partir de la experiencia. Esta solución es ligeramente menos exacta que el método del volumen absoluto.

Paso 8: Ajustes a las proporciones de la mezcla

Como en cualquier proceso de selección de proporciones de la mezcla, se han de hacer mezclas de ensayo. En el ACI 211.1-91,^{14,5} se da asesoramiento, por la vía de algunos métodos prácticos, para ajustes a la mezcla. En términos generales, es importante recordar que, si la trabajabilidad va a cambiar, pero la resistencia va a permanecer sin afectarse, la relación agua/cemento debe mantenerse sin alteración. Se pueden hacer cambios en la relación agregado/cemento o, si se cuenta con los agregados convenientes, en la granulometría del agregado; la influencia en la granulometría sobre la trabajabilidad se analizó en el capítulo 3.

Inversamente, los cambios de resistencia pero no de trabajabilidad se hacen mediante la variación de la relación agua/cemento y manteniendo inalterado el contenido de agua de la mezcla. Esto significa que un cambio en la relación agua/cemento debe ser acompañado por un cambio en la relación de agregado/cemento, de modo que la relación de masa

$$\frac{\text{agua}}{\text{agua} + \text{cemento} + \text{agregado}}$$

sea aproximadamente constante.

El método del American Concrete Institute expuesto para proporcionamiento de la mezcla puede ser fácilmente pro-

gramado para uso de computadora; un ejemplo de cálculo manual se da más adelante en esta sección.

Ejemplo

Requerimos una mezcla con una resistencia media a la compresión de 28 días (medida en cilindros normales) de 35 MPa y un revenimiento de 50 mm, utilizando cemento portland ordinario. El tamaño máximo del agregado angular, bien redondeado, es 20 mm, su densidad aparente es $1,600\text{ kg/m}^3$, y su peso específico es 2.64. El agregado fino disponible tiene una finura de 2.60 y un peso específico de 2.58. No se requiere inclusión de aire. En atención a la integridad, se darán todos los pasos, aun cuando sean obvios.

Paso 1: Se especifica un revenimiento de 50 mm.

Paso 2: Se especifica un tamaño máximo de agregado de 20 mm.

Paso 3: A partir de la tabla 14.5, para un revenimiento de 50 mm y un tamaño máximo de agregado de 20 mm (o 19 mm), el agua requerida es aproximadamente de 190 kg por metro cúbico de concreto.

Paso 4: Por experiencia, se espera que una relación agua/cemento de 0.48 dé por resultado un cemento con una resistencia a la compresión medida en cilindros, de 35 MPa. No hay ningún requisito especial de durabilidad.

Paso 5: El contenido de cemento es $190/0.48 = 395\text{ kg/m}^3$

Paso 6: A partir de la tabla 14.6, cuando se emplea con un agregado fino que tiene un módulo de finura de 2.60, el volumen aparente de agregado grueso secado en horno y varillado, con un tamaño máximo de 20 mm, es 0.64. Dado que la densidad aparente del agregado grueso es $1,600\text{ kg/m}^3$, la masa del agregado grueso es $0.64 \times 1600 = 1,020\text{ kg/m}^3$.

Paso 7: Para calcular el peso del agregado fino, necesitamos primero calcular el volumen de todos los otros ingredientes. Los valores requeridos son los que siguen.

El volumen de agua es $190/1,000$	$= 0.190\text{ m}^3$
El volumen sólido de cemento, suponiendo un peso específico usual de 3.15, es $395/(3.15 \times 1,000)$	$= 0.126\text{ m}^3$
El volumen sólido de agregado grueso es $1,020/(2.64 \times 1000)$	$= 0.396\text{ m}^3$
El volumen de aire atrapado, dado en la tabla 14.5, es $0.02 \times 1,000$	$= 0.020\text{ m}^3$
De aquí, el volumen total de todos los ingredientes excepto el agregado fino	$= 0.732\text{ m}^3$
Por lo tanto, el volumen requerido de agregado fino es $1,000 - 0.732$	$= 0.268\text{ m}^3$

Tabla 14.7 Requisitos relativos de agua de mezclado para concretos con trabajabilidades diferentes.^{14.4}

Descripción	Trabajabilidad			Valor relativo de contenido de agua, por ciento
	Revenimiento mm	Tiempo de Vebe, s	Factor de compactación	
Extremadamente seco	--	32-18	--	78
Muy rígido	--	18-10	0.70	83
Rígido	0-25	10-5	0.75	8
Plástica rígida	25-75	5-3	0.85	892
Plástica (referencia)	75-125	3-0	0.90	100
Fluida	125-175	--	0.95	106

De aquí, la masa del agregado fino es $0.268 \times 2.58 \times 1000 = 690 \text{ kg/m}^3$

A partir de los distintos pasos, podemos presentar el peso estimado de cada uno de los ingredientes en kilogramos por metro cúbico como sigue:

Agua	190
Cemento	395
Agregado grueso seco	1,020
Agregado fino seco	690

Por lo tanto, el peso volumétrico del concreto es $2,295 \text{ kg/m}^3$

Selección de la mezcla para concreto sin revenimiento

El método de selección de proporciones de la mezcla del ACI 211.1-91^{14.5} se destina para su empleo con concretos que tienen un revenimiento de al menos 2.5 cm. Para concreto sin revenimiento, se requieren algunas modificacio-

nes; éstas están dadas en el ACI 211.3-75 (Revisado en 1987) (Reprobado en 1992).^{14.4}

La primera modificación se aplica al requisito de agua dado en la tabla 14.5. Los valores de esta tabla para concreto con un revenimiento de 7.5 a 10.0 cm se toman como valores de referencia. Asignando un valor relativo de 100 por ciento a los valores de referencia del requisito de agua (en kg/m^3), el requisito de agua a otros valores de trabajabilidad se puede tomar como un porcentaje dado en la tabla 14.7. Se reconocen tres categorías de concreto sin revenimiento: extremadamente seco, muy rígido y rígido. La misma tabla también da valores relativos de requisito de agua a altas trabajabilidades.

La segunda modificación al procedimiento del ACI 211.1-91 para el propósito de la selección de la mezcla para concreto sin revenimiento está en los valores del volumen aparente de agregado grueso por unidad de volumen de concreto: aquellos dados en la tabla 14.6 se han de multiplicar por factores que aparecen en la tabla 14.8. En el ACI 211.1-91 se dan mayores detalles. En lo demás, el procedi-

Tabla 14.8 Factores para ser aplicados al volumen de agregado grueso calculado sobre la base de la tabla 14.6 para mezclas de trabajabilidad diferente.^{14.4}

Consistencia	Factor para tamaño máximo de agregado de:				
	10 mm ($\frac{3}{8}$ pulg)	12.5 mm ($\frac{1}{2}$ pulg)	20 mm ($\frac{3}{4}$ pulg)	25 mm (1 pulg)	40 mm ($\frac{1}{2}$ pulg)
Extremadamente seco	1.90	1.70	1.45	1.40	1.30
Muy rígido	1.60	1.45	1.30	1.25	1.25
Rígido	1.35	1.30	1.15	1.15	1.20
Plástica rígida	1.08	1.06	1.04	1.06	1.09
Plástica (referencia)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Fluido	0.97	0.98	1.00	1.00	1.00

miento para concreto sin revenimiento es similar al procedimiento de 211.1-91, descrito anteriormente.

Selección de la mezcla para concreto fluido

Se deberán hacer algunos comentarios con respecto al concreto fluido. En primer lugar, el concreto fluido es descrito por la norma ASTM C 1017-92 como concreto con un revenimiento mayor de 19 cm que tiene una naturaleza cohesiva. Comúnmente, el concreto fluido tiene un revenimiento de 20 cm o un flujo de 51 a 60 cm o un factor de compactación de 0.96 a 0.98. En el proceso de selección de la mezcla, es conveniente primero hacerlo así para concreto con un revenimiento de 7.5 cm, siendo el revenimiento más alto entonces alcanzado por la adición de un superfluidificante. Adecuadamente proporcionado, el concreto fluido exhibe poca segregación o sangrado y nada de segregación anormal. Para asegurar estas propiedades, se deberá evitar el agregado grueso muy anguloso, escamoso o alargado. En lo que corresponde al agregado fino, aumentar su contenido en 5 puntos porcentuales sobre del contenido usual (con una reducción correspondiente de agregado grueso) contribuye a la cohesión. Cuando el agregado fino es muy grueso, se puede requerir un aumento aún mayor de su contenido. La reducción del contenido de agua se ha de tomar en cuenta en el cálculo del rendimiento.

Un enfoque alternativo^{14,6} para asegurar la cohesión del concreto fluido es seleccionar el contenido de agregado fino de manera que el peso total de partículas menores de 300 μm del agregado, junto con el peso del material cementante, exceda de 450 kg/m^3 de concreto cuando el tamaño máximo de agregado es 20 mm; para agregado cuyo tamaño máximo es 40 mm, el contenido de "ultrafinos" deberá ser 400 kg/m^3 . En lugar de prescribir el contenido de "ultrafinos" con relación al contenido de cemento de la mezcla, se puede prescribir como una función del tamaño máximo de agregado. Se cita la norma italiana para concreto premezclado UNI 7163-1979^{14,34} diciendo que especifica 450 $\text{kg}/(\text{por metro cúbico del concreto})$ de todo el material menor de 250 μm cuando el tamaño máximo de agregado es 15 mm; para agregado de 20 mm, el valor es 430 kg/m^3 .

Se puede recordar que el concreto fluido se adapta bien al bombeo porque ofrece menos resistencia que el concreto de revenimiento normal de manera que la rapidez de bombeo se puede aumentar y es posible el bombeo a distancias más grandes. El concreto fluido es conveniente para el uso en colados grandes porque, empleando un superfluidificante, se puede combinar un bajo contenido de cemento con un bajo contenido de agua, de manera que tanto el desarrollo de calor como la contracción se pueden conservar bajos.

Una variedad retardante de superfluidificante (tipo G de acuerdo con ASTM C 494-92) puede ser benéfica.

Selección de la mezcla para concreto de alto desempeño

En la tabla 13.5, se dieron detalles de varias mezclas de concreto de alto desempeño. Sin embargo, todavía no se ha desarrollado un enfoque sistemático generalizado para la selección de proporciones de la mezcla de concretos de alto desempeño. Las razones para esto incluyen el hecho de que, hasta ahora se han construido muy pocas estructuras hechas de concreto de alto desempeño, y cada estructura ha comprendido materiales específicos y seleccionados especialmente. Para el uso futuro de concreto de alto desempeño, deberá ser de valor considerable la exposición que se hace en el capítulo 13, acerca de la compatibilidad del cemento y el superfluidificante y de la influencia de los diferentes materiales cementantes, especialmente el humo de sílice, sobre las propiedades del concreto resultante.

A pesar de la ausencia de un método aceptado de selección de la mezcla para concreto de alto desempeño, se pueden hacer algunos comentarios específicos. Primero, puesto que la trabajabilidad se puede controlar por medio de una dosificación apropiada de superfluidificante, el contenido de agua se deberá escoger sobre la base de la relación agua/cemento requerida a partir de consideraciones de resistencia. El contenido excesivo de material cementante se tendrá que evitar con el propósito de controlar la contracción: un valor de 500 a 550 kg/m^3 , del cual alrededor de 10 por ciento es humo de sílice, es un máximo deseable. Ya se ha recalcado la necesidad absoluta de compatibilidad entre el cemento portland y el superfluidificante. Si se va a utilizar aire incluido, las proporciones de la mezcla se han de modificar mediante ensayos repetidos.^{14,15}

Se puede obtener alguna ayuda en la selección de la mezcla para concreto de alto desempeño en el ACI 211.4R-93,^{14,16} que está destinado a aplicarse en concretos con una resistencia a la compresión (medida en cilindros) entre 40 y 80 MPa. En este libro, incluso el último valor se considera abajo de lo que se entiende por concreto de alto desempeño. A pesar de eso, vale la pena tomar nota de algunos puntos.

Primero, con concreto de alto desempeño, la resistencia especificada se requiere a veces a edades mucho más allá de 28 días; por supuesto esto se deberá tomar en cuenta en la consideración del criterio de resistencia. Segundo, en algunos casos, el requisito particular del concreto de alto desempeño es su alto módulo de elasticidad. Para lograr éste, es esencial el uso de agregado grueso con un alto módulo de

elasticidad, pero también es importante seleccionar los materiales cementantes que conduzcan a una adherencia particularmente buena entre las partículas de agregado grueso y la matriz.

Con respecto al contenido de agregado grueso, ACI 211.4R-93^{14.16} recomienda que el volumen aparente de agregado grueso secado en horno y varillado por unidad de volumen de concreto deberá estar entre 0.65 cuando el tamaño máximo de agregado es 10 mm (3/8 pulg.) y 0.68 cuando el tamaño máximo de agregado es 12 mm (1/2 pulg.) (compárese con la tabla 14.6). Parece que, a diferencia del concreto ordinario, el valor del volumen aparente del agregado grueso no es afectado por el módulo de finura del agregado fino, al menos en el rango de 2.5 a 3.2.

Aunque la amplia orientación del ACI 211.4R-93^{14.16} es útil, se ha de insistir en que es inevitable un enfoque experimental para la selección de la mezcla para concreto de alto desempeño.

Selección de la mezcla para concreto de agregado de peso ligero

La relación entre resistencia a la compresión y relación agua/cemento se aplica al concreto hecho con agregado de peso ligero de la misma manera que al concreto de agregado normal, y es posible seguir el procedimiento usual de selección de la mezcla cuando se emplea agregado de peso ligero. Sin embargo, es muy difícil determinar cuánta agua del total de la mezcla es absorbida por el agregado y cuánto realmente ocupa espacio dentro del concreto, es decir, forma parte de la pasta de cemento. Esta dificultad es causada, no sólo por el muy alto valor de la absorción de agua de los agregados de peso ligero, sino también por el hecho de que la absorción varía ampliamente en rapidez y, con algunos agregados, puede continuar a una rapidez apreciable durante varios días. Una determinación segura del peso específico sobre una condición de superficialmente seco y saturado es por lo tanto difícil. Este tema se analiza más plenamente en el capítulo 13.

Así, la relación agua libre/cemento depende de la rapidez de absorción en el momento del mezclado, y no solamente del contenido de humedad del agregado. Por esto, el uso de la relación agua/cemento en el cálculo de proporciones de la mezcla es más bien difícil. Por esta razón, es preferible el proporcionamiento sobre la base del contenido de cemento, aunque, en el caso del agregado de peso ligero redondeado con una superficie sellada y una absorción relativamente baja, es factible el uso del método normal de selección de la mezcla.

El agregado de peso ligero fabricado es generalmente muy seco, y está bastante expuesto a segregación. Si el agregado es saturado antes del mezclado, la resistencia del concreto resultante es aproximadamente de 5 a 10 por ciento más baja que cuando se emplea el agregado seco, para el mismo contenido de cemento y trabajabilidad. Esto se debe al hecho de que, en el último caso, algo del agua de mezclado es absorbido antes del fraguado, habiendo esta agua contribuido a la trabajabilidad en el momento de la colocación; este comportamiento es algo similar al del concreto con deshidratación al vacío. Además, la densidad del concreto hecho con agregado saturado es más alta, y la resistencia de tal concreto a la congelación y deshielo resulta menoscabada. Por otra parte, cuando se emplea agregado con una alta absorción, es difícil obtener una mezcla suficientemente trabajable y todavía cohesiva, y por lo regular los agregados con absorción de más de 10 por ciento deberán remojarse previamente.

Es interesante observar que el agregado de peso ligero inicialmente húmedo contiene generalmente más agua total absorbida después de una corta inmersión en agua que el agregado inicialmente seco sumergido durante la misma cantidad de tiempo. La razón de esto es probablemente que una pequeña cantidad de agregado que humedece apenas una partícula de agua no permanece en los poros superficiales sino que se difunde hacia adentro y llena los poros pequeños del interior.

De acuerdo con Hanson,^{14.33} esto libra a los poros superficiales más grandes del agua, de manera que, en el caso de inmersión, los mismos están abiertos para que ingrese el agua en cantidades casi tan grandes como cuando el agregado no contiene agua absorbida inicialmente.

El análisis precedente explica por qué la selección de la mezcla para concreto de peso ligero está mejor basada en la premisa de que, para un agregado dado, junto con un contenido de aire dado, y un revenimiento, la resistencia a la compresión está directamente relacionada con el contenido de cemento de la mezcla. Sin embargo, esta relación puede variar ampliamente para agregados de peso ligero de fuentes diferentes. La figura 14.11 muestra ejemplos de esta relación para un concreto de agregado todo de peso ligero y también para un concreto de agregado de peso ligero con agregado fino de peso normal. La solución práctica se facilita de manera importante por el hecho de que, puesto que el agregado de peso ligero es un producto fabricado con propiedades que varían muy poco, las recomendaciones del fabricante de agregado con respecto al proporcionamiento de la mezcla constituyen un buen punto de partida en la selección de las proporciones de la mezcla para un propósito particular.

A falta de recomendaciones apropiadas o de experiencia cercana pertinente, se puede hacer uso del ACI Standard Practice 211.2-91.^{14,19} El método preferido del ACI 211.2-91 es el llamado método volumétrico, el cual se puede emplear tanto con concreto de agregado todo de peso ligero como con concreto de agregado de peso ligero que contiene agregado fino de peso normal. En este método, la conversión del peso está basada en el volumen suelto y húmedo de los agregados. El volumen total del agregado es la suma de los volúmenes de las fracciones de tamaño separadas: el volumen total suelto de agregado, relativo al volumen de concreto, está usualmente entre 1.05 y 1.25. De este volumen total de agregado, el volumen suelto de agregado fino representa entre 40 y 60 por ciento, lo que depende de las propiedades específicas del agregado empleado y de las propiedades deseadas del concreto. Cuando el tamaño máximo de agregado es 20 mm (3/4 pulg.), es conveniente hacer la primera mezcla de ensayo empleando volúmenes iguales de agregado fino y grueso, y empleando el contenido de cemento que corresponda a la resistencia deseada. El contenido de agua empleado es lo que da la trabajabilidad requerida. A causa de las incertidumbres implícitas, es usual hacer tres mezclas de ensayo, cada una con un contenido de cemento un poco diferente, pero todas de la trabajabilidad requerida. En consecuencia, una relación

entre contenido de cemento y resistencia, para la trabajabilidad dada, se puede obtener sobre un rango estrecho.

Ejemplo

Se utilizarán datos similares a los del ACI 211.2-91. Se requiere que un concreto de agregado de peso ligero que contiene agregado fino de peso normal tenga una resistencia a la compresión (medida en cilindros normales) de 30 MPa y una densidad máxima secada al aire de 1,700 kg/m³. El requisito de densidad se determina utilizando la norma ASTM C567-91. El revenimiento requerido es 10 cm. El peso suelto y húmedo de los agregados grueso y fino de peso ligero es 750 y 880 kg/m³, respectivamente. El agregado fino de peso normal tiene una densidad en una condición saturada y superficialmente seca de 1,630 kg/m³.

Por experiencia, por ejemplo como se muestra en la figura 14.11, el contenido requerido de cemento para la mezcla de ensayo puede tomarse como 350 kg/m³. Los volúmenes de agregado que se van a utilizar, en metros cúbicos por metro cúbico de concreto, también escogidos sobre la base de experiencia, son: 0.60, 0.19 y 0.34, respectivamente, para el agregado grueso de peso ligero, fino de peso ligero y fino

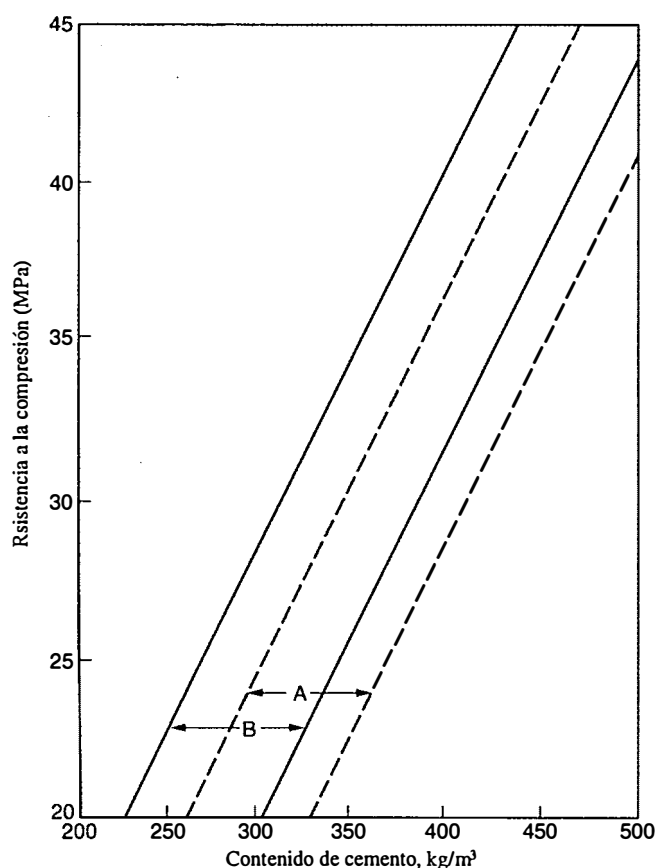


Figura 14.11 Relación general entre resistencia a la compresión (medida en cilindros normales) y contenido de cemento para concreto hecho con: (A) todo agregado de peso ligero; (B) agregado fino de peso normal y agregado grueso de peso ligero (con base en la ref. 14.19)

de peso normal. Por lo tanto, las cantidades requeridas para la primera mezcla de ensayo de 1 m³ son las que siguen:

Cemento		350 kg
Agregado grueso de peso ligero	= 0.63 x 750	= 473 kg
Agregado fino de peso ligero	= 0.19 x 880	= 168 kg
Agregado fino de peso normal	= 0.34 x 1,630	= 550 kg
Agua requerida para el revenimiento deseado		= 180 Kg
Peso total		1,676 kg/m ³

La densidad real del concreto fresco, el cual contiene algo de aire atrapado, se determina ahora empleando el método de la norma ASTM C 138-92. Suponiendo que la densidad real encontrada sea de 1,660 kg/m³, el rendimiento es $1,676/1,660 = 1.01$. Esto quiere decir que se produciría 1 por ciento de concreto excedente si se emplearan las cantidades señaladas. Para remediar esto, todas las cantidades por metro cúbico se deberán dividir por 1.01; por ejemplo, el contenido de cemento se vuelve de $350/1.01 = 346$ kg/m³.

La densidad del concreto de 1,660 kg/m³ está abajo del máximo especificado y está bastante cercana al mismo, pero son necesarias las pruebas para determinar la resistencia real.

Cuando hacen falta ajustes a las proporciones de la mezcla, pueden ser útiles algunos de los valores de los métodos prácticos de ACI 211.2-91.^{14.19} Por ejemplo, si el peso del agregado fino, expresado como un porcentaje del peso total del agregado, se aumenta en un punto de porcentual, el contenido de agua necesario para mantener un revenimiento constante se deberá aumentar en 2 kg/m³. Para mantener una resistencia constante, el contenido de cemento se deberá aumentar aproximadamente 1 por ciento. El peso del

agregado grueso necesita ser reducido para mantener el rendimiento.

Como otro ejemplo de las "reglas" del ACI 211.2-91, si se requiere un aumento del revenimiento de 2.5 cm, el contenido de agua se deberá aumentar en 6 kg/m³. Con el objeto de mantener una resistencia constante, es necesario un aumento concomitante del contenido de cemento de 3 por ciento. El peso de agregado fino debe reducirse para mantener el rendimiento.

En el ACI 523.3R-93,^{14.20} se aconseja sobre la selección de proporciones de la mezcla para concreto de agregado de peso ligero con resistencia moderada. La misma guía asesora sobre la selección de la mezcla para concreto celular.

Vale la pena repetir que los diferentes datos sobre proporciones de la mezcla del concreto de agregado de peso ligero no son más que cifras típicas, teniendo los diferentes agregados valores variables de densidad y demanda de agua. Por otro lado, el agregado de peso ligero que proviene de una sola fuente posee una alta uniformidad. Por esta razón, la selección de la mezcla sobre un rango pequeño de propiedades deseadas se puede hacer con considerable confianza.

Método británico de selección de la mezcla (diseño de mezcla)

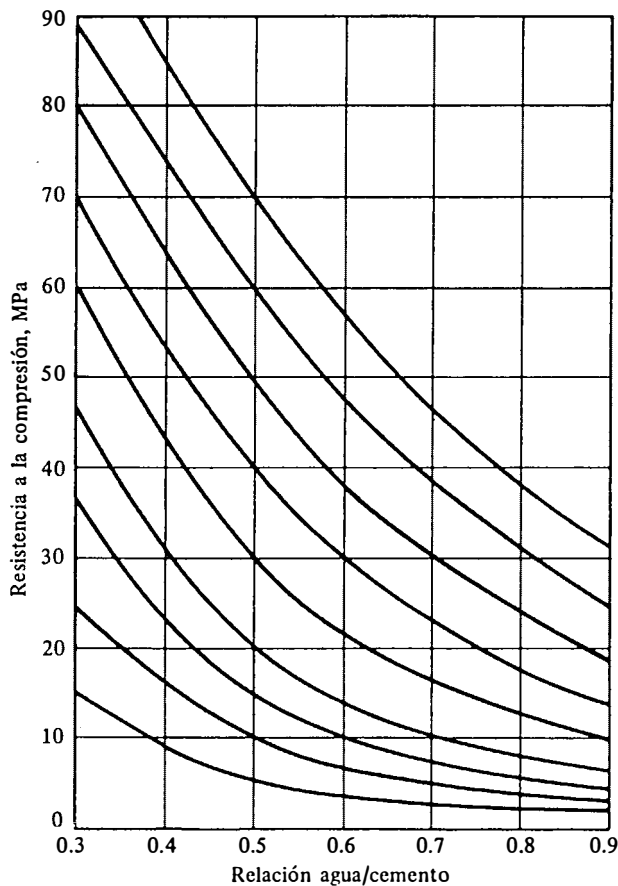
El método británico actual es el del Departamento del Medio Ambiente revisado en 1988.^{14.11} En forma similar a la solución del ACI, el método británico reconoce explícitamente los requisitos de durabilidad en la selección de la mezcla. El método es aplicable a concreto de peso normal hecho con cemento portland solamente o también incorpo-

Tabla 14.9 Resistencia a la compresión aproximada de concretos hechos con una relación agua/cemento de 0.5 de acuerdo con el método británico de 1988.^{14.11}

Tipo de cemento	Tipo de agregado grueso	Resistencia a la compresión (MPa) a la edad de (días):			
		3	7	28	91
Portland ordinario (tipo I) Portland resistente a sulfatos (tipo V)	Sin triturar	22	30	42	49
	Triturado	27	36	49	56
Portland de endurecimiento rápido (tipo III)	Sin triturar	29	37	48	54
	Triturado	34	43	55	61

*Medida en cubos
Crown copyright

Figura 14.12 Relación entre resistencia a la compresión y relación agua libre/cemento para uso en el método británico de selección de la mezcla^{14.11} (véase tabla 14.9) (Crown copyright).



rando escoria de alto horno molida y granulada o ceniza volante, pero no cubre concreto fluido o concreto bombeado; tampoco trata del concreto de agregado de peso ligero. Se reconocen tres tamaños máximos de agregado: 40, 20 y 10 mm.

En esencia, el método británico se compone de cinco pasos, como sigue.

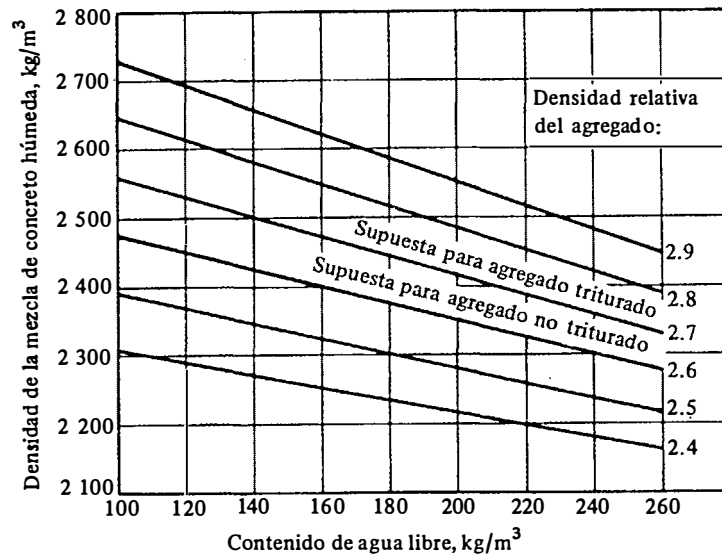
Paso 1: Trata sobre la resistencia a la compresión con el propósito de determinar la relación agua/cemento. Se presenta el concepto de *resistencia media propuesta*, la cual es igual

a la resistencia característica especificada más un margen para tener en cuenta la variabilidad. La resistencia media propuesta es así similar en concepto a la resistencia media a la compresión del ACI 318-R95^{14.8} (véase la página 492).

La relación entre la resistencia del concreto y la relación agua/cemento se trata muy ingeniosamente. Se suponen ciertas resistencias a una relación agua/cemento de 0.5 para diferentes cementos y tipos de agregado (tabla 14.9). El último factor reconoce la influencia importante del agregado sobre la resistencia. Los datos de la tabla 14.9 se aplican a

Tabla 14.10 Contenidos aproximados de agua libre requerida para dar varios niveles de trabajabilidad de acuerdo con el método británico de 1988. ^{14.11} (Crown copyright)						
Agregado		Contenido de agua, kg/m ³ para:				
Tamaño máximo mm (pulg.)	Tipo	Revenimiento mm (pulg.)	0-10 (0-½)	10-30 (½-1)	30-60 (1-2½)	60-180 (2½-7)
		Tiempo de Vebe, s	> 12	6-12	3-6	0-3
10 (¾)	Sin triturar		150	180	205	225
	Triturado		180	205	230	250
20 (¾)	Sin triturar		135	160	180	195
	Triturado		170	190	210	225
40 (1½)	Sin triturar		115	140	160	175
	Triturado		155	175	190	205

Figura 14.13 Densidad húmeda estimada para concreto plenamente compactado^{14.11} (el peso específico está dado para agregado saturado y superficialmente seco) (Crown copyright).



un concreto hipotético de riqueza media curado en agua a 20°C; mezclas más ricas tendrían una resistencia temprana relativamente más alta porque ganan resistencia en forma más rápida.

A partir de la tabla 14.9, hallamos el valor apropiado de resistencia (a una relación agua/cemento de 0.5) que corresponde al tipo de cemento, tipo de agregado, y la edad a la que se van a utilizar. Regresando a la figura 14.12, marcamos un punto que corresponde a esta resistencia a una relación agua/cemento de 0.5. A través de este punto, trazamos una curva "paralela" (o, hablando estrictamente, semejante) a las curvas vecinas. Utilizando esta nueva curva, tomamos (como abscisa) la relación agua/cemento que corresponde a la resistencia media propuesta especificada (como ordenada). No se debe olvidar una posible necesidad de una relación más baja de agua/cemento por razones de durabilidad.

Paso 2: Trata la determinación del contenido de agua para la trabajabilidad, expresada ya sea como revenimiento o como tiempo de Vebe, reconociendo la influencia del tamaño máximo de agregado y su tipo, o sea, triturado o no triturado. Los datos pertinentes están dados en la tabla 14.10. Se puede observar que el factor de compactación no se utiliza en la selección de la mezcla, aunque se lo puede emplear para propósitos de control.

Paso 3: Determina el contenido de cemento, que es simplemente el contenido de agua dividido por la relación agua/cemento. Este contenido de cemento no debe estar en conflicto con algún valor mínimo especificado por razones de durabilidad o un valor máximo especificado por razones de desarrollo de calor.

Paso 4: Trata la determinación del contenido total de agregado. Esto requiere una estimación de la densidad en estado fresco del concreto plenamente compactado, la cual se puede obtener de la lectura de la figura 14.13 para el contenido apropiado de agua (del Paso 2) y el peso específico del agregado. Si éste se desconoce, se pueden suponer el valor de 2.6 para agregado sin triturar y de 2.7 para agregado triturado. El contenido de agregado se obtiene sustrayendo de la densidad en estado fresco el valor del contenido de cemento y del contenido de agua.

Paso 5: Determina la proporción de agregado fino en el agregado total utilizando los valores recomendados de la figura 14.14; sólo se conocen los datos para 20 y 40 mm. Los factores que rigen son: el tamaño máximo de agregado, el nivel de trabajabilidad, la relación agua/cemento y el porcentaje de agregado que pasa el tamiz de 600 µm. Otros aspectos de la granulometría del agregado fino son ignorados lo mismo de la granulometría del agregado grueso. Una vez que se ha obtenido la proporción de agregado fino, se la multiplica por el contenido total de agregado y da el contenido de agregado fino.

El contenido de agregado grueso es entonces la diferencia entre el contenido total de agregado y el contenido de agregado fino. El agregado grueso, a su vez, se deberá dividir en fracciones de tamaño que dependen de la forma del agregado. Como una guía general, se pueden utilizar los porcentajes de la tabla 14.11.

Siguiendo los cálculos anteriores, se deben hacer mezclas de ensayo. Habrá también que recordar que el método británico está basado en la experiencia con materiales británi-

Tabla 14.11 Proporción de fracciones de agregado grueso de acuerdo con el método británico de 1988.^{14.11}

Agregado grueso total	5-10 mm	10-20 mm	20-40 mm
100	33	67	--
100	18	27	55

cos, de manera que los distintos valores dados en las tablas y figuras pueden tal vez no ser aplicables en otras partes del mundo.

La selección de las proporciones de la mezcla para alcanzar una resistencia deseada a la tensión indirecta, que estaba previamente incluida en el método británico, ya no se recomienda. En general, en la práctica británica, aunque la resistencia a la flexión puede ser el criterio correcto de diseño para algunas estructuras, por ejemplo, pavimentos de carreteras, raramente se practica la selección de proporciones de la mezcla sobre la base de una determinación directa de la

resistencia a la flexión. La razón de esto reside en la dificultad del uso del módulo de ruptura como prueba de control (véase la página 416). Así, las proporciones de la mezcla se seleccionan de la manera usual, y se determinan las resistencias tanto a la compresión como a la tensión. Siempre y cuando la última sea adecuada, el control y los ajustes de la mezcla se basan en la resistencia a la compresión.

El método británico de selección de la mezcla puede llegar a modificarse cuando la norma europea ENV 206:1992 llegue a emplearse ampliamente.

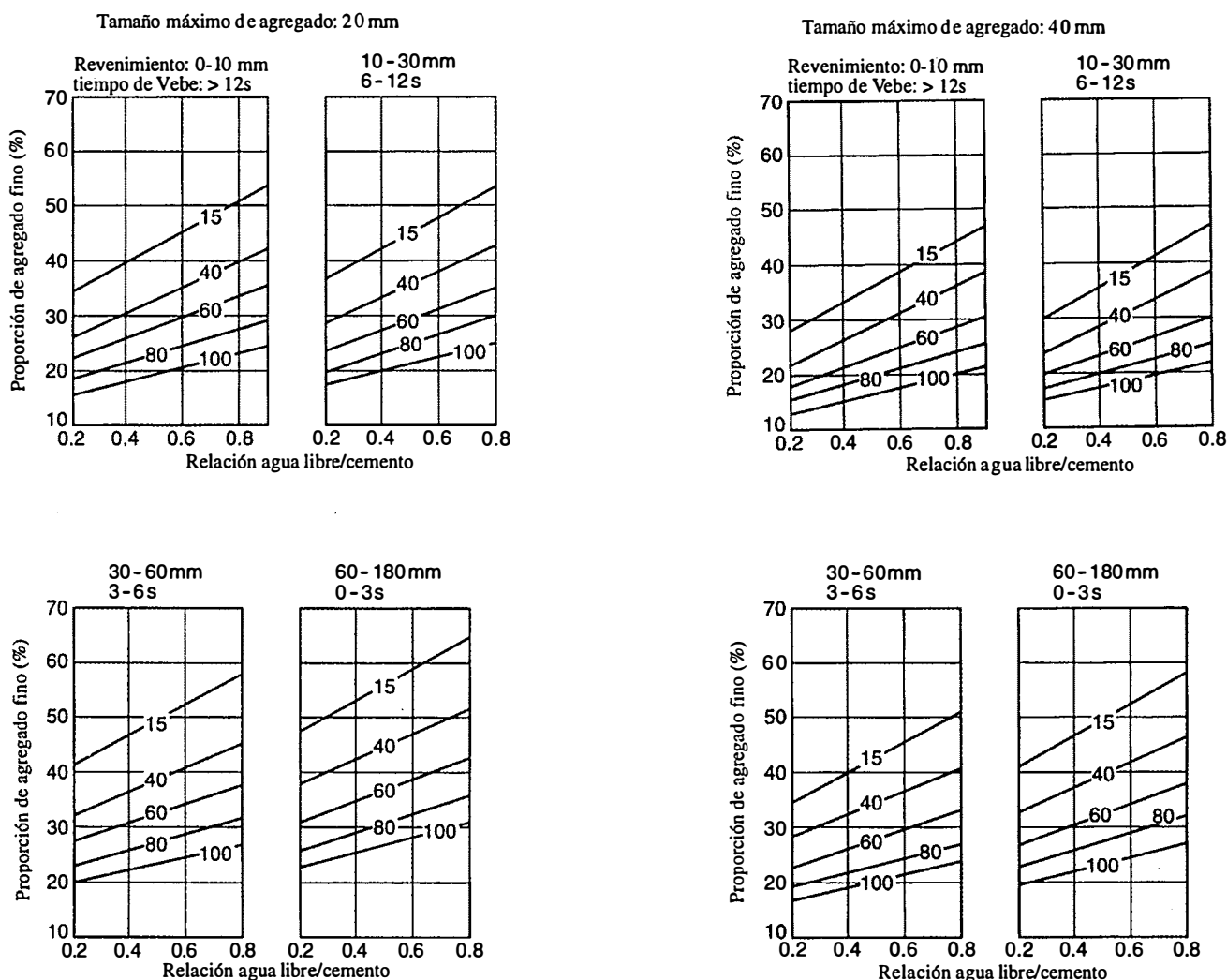


Figura 14.14 Proporción recomendada de agregado fino (expresada como porcentaje del agregado total) como una función de la relación agua libre/cemento para varios tamaños máximos y varias trabajabilidades^{14.11} (los números se refieren a porcentaje de agregado fino que pasa el tamiz de 600µ m) (Building Research Establishment crown copyright).

Ejemplo

Deseamos seleccionar una mezcla para satisfacer requisitos similares a aquellos utilizados en el ejemplo del método estadounidense de selección de la mezcla (página 528). Éstos son: una resistencia *media* a la compresión de 28 días (medida en cubos normales) de 44 MPa (que es equivalente a una resistencia de cilindros de 35 MPa); un revenimiento de 5 cm; agregado sin triturar con un tamaño máximo de 20 mm; peso específico del agregado de 2.64; 60 por ciento de agregado fino pasa el tamiz de 600 μm ; no se requiere inclusión de aire; se va a emplear cemento portland ordinario.

Paso 1: A partir de la tabla 14.9, para cemento portland ordinario y agregado sin triturar, hallamos que la resistencia de 28 días es 42 MPa. Registramos este valor en la ordenada correspondiente a una relación agua/cemento de 0.5 en la figura 14.12; se marca el punto A. A través de A, sacamos una línea "paralela" a la curva más cercana hasta que hace intersección con la ordenada correspondiente a la resistencia especificada de 44 MPa; éste es el punto B. La ordenada a través de este punto da la relación agua/cemento de 0.48.

Paso 2: A partir de la tabla 14.10, para agregado sin triturar de 20 mm y un revenimiento de 50 mm, hallamos que el requisito de agua es 180 kg/m^3 .

Paso 3: El contenido de cemento es $180/0.48 = 375 \text{ kg/m}^3$.

Paso 4: A partir de la figura 14.13, para un contenido de agua de 180 kg/m^3 y agregado con un peso específico de 2.64, obtenemos la densidad en estado fresco del concreto de 2,400 kg/m^3 . El contenido total de agregado es entonces.

$$2,400 - 375 - 180 = 1,845 \text{ kg/m}^3.$$

Paso 5: En la figura 14.14 hallamos el diagrama particular para el tamaño máximo de agregado de 20 mm y un revenimiento que encierra el valor de 50 mm. Sobre la línea que representa el agregado fino con 60 por ciento que pasa el tamiz de 600 μm , a una relación agua/cemento de 0.48, la proporción de agregado fino es 32 por ciento (por masa de agregado total). Por lo tanto, el contenido de agregado fino es:

$$32 \times 1,845 = 590 \text{ kg/m}^3$$

y el contenido de agregado grueso es $1,845 - 590 = 1,255 \text{ kg/m}^3$.

Otros métodos de selección de la mezcla

No se sugiere que, en cada ocasión, la selección de proporciones de la mezcla deba seguir necesariamente algunos de

los procedimientos descritos. Realmente, distintas personas tienen sus métodos propios que funcionan bien. Lo que estos "métodos" tienen en común es que utilizan en el procedimiento formas abreviadas o pasos prácticos que se basan en una experiencia individual. Mientras estos "métodos" sean empleados por el mismo individuo y mientras los materiales comprendidos no sean fundamentalmente diferentes de aquellos utilizados en el pasado, todo está bien. Sin embargo, si una persona ha de seleccionar proporciones de la mezcla utilizando materiales no muy conocidos, los procedimientos descritos en este capítulo son muy útiles. Pero, aun así, la selección de proporciones de la mezcla no es solamente un proceso basado en reglas.

A lo largo de los años, se han hecho numerosos intentos de desarrollo de ecuaciones para proporcionamiento de la mezcla con base en influencias observadas de varios factores. Tales relaciones, o modelos, representan inevitablemente promedios de comportamiento. Y todavía, en cada caso particular, el comportamiento del concreto es afectado por propiedades de los ingredientes que no se pueden expresar, o no se pueden expresar todavía, matemáticamente. Estas propiedades incluyen la forma y textura del agregado las cuales, al presente, se describen sólo en términos amplios como "forma angular" o "textura lisa". De la misma manera, la granulometría del agregado se mide sólo en varias aperturas de tamices, entre cualesquiera dos de las cuales puede haber variación del tamaño real de las partículas. Hay poca expectativa de una cuantificación propia de estas propiedades en un futuro cercano. La posibilidad de determinar estas propiedades del agregado durante la dosificación, de manera que la cantidad de agua agregada se pueda ajustar instantáneamente, es aún más remota.

Muchas propiedades del cemento tampoco se incluyen en forma apropiada en los distintos modelos porque las propiedades reales del cemento utilizado (a diferencia de las propiedades promedio) no se conocen o no se determinan.

Estas relaciones promedio pueden ser válidas "en promedio", pero el intento de utilizarlas con un conjunto particular de materiales debe necesariamente estar sujeto a grandes errores. Por lo tanto, es vano utilizar elegantes cálculos de proporciones de la mezcla basados en computadora. Esto no es decir que tal solución no pueda ser viable en el futuro, cuando sea posible describir matemáticamente las propiedades de todos los materiales que se van a emplear, y también controlar, o medir, estas propiedades en la dosificadora.^{14.35}

Otra nota más de advertencia puede ser apropiada. Un modelo derivado estadísticamente puede ser válido, cuando más, dentro del rango de variables usadas en derivarlo. Si este rango no se expresa claramente, la extrapolación sin sa-

berlo puede conducir a errores. También es valioso agregar que algunos de los métodos más elaborados comprenden numerosos términos de acción recíproca, pero hay poco valor en incluir factores que están sujetos a variación impredecible durante la construcción. Así, la promesa de una selección definitiva controlada por computadora y "sin meter las manos" de proporciones de la mezcla está fuera de la realidad. Mientras tanto, la selección de proporciones de la mezcla se debe basar en cálculos preliminares de la clase descrita en este capítulo, seguidos de la mezcla de ensayo. La selección de proporciones de la mezcla es un arte tanto como una ciencia.

Notas para conclusión

Los distintos métodos de selección de la mezcla pueden parecer simples y, en realidad, no implican cálculos muy complejos. Sin embargo, para llevar a la práctica exitosamente la selección se requiere *experiencia*, unida al *conocimiento* de la influencia de los distintos factores sobre las propiedades del concreto; este conocimiento se debe basar en una comprensión del comportamiento del concreto. Cuando estos tres desiderata *experiencia*, *conocimiento*, y *comprensión* están todos presentes, es probable que la primera mezcla de ensayo sea aproximadamente satisfactoria, y que se pueda ajustar en forma rápida y exitosa para lograr una mezcla con las propiedades deseadas.

No es suficiente seleccionar una mezcla adecuada de concreto; también es necesario asegurar una ejecución exacta de todas las operaciones comprendidas en la elaboración del concreto, tal ejecución requiere destreza respaldada por conocimiento apropiado en el grado de ejecución. La creencia, alguna vez sostenida, de que cualquier tonto puede hacer concreto, ¡ay!, ha conducido a veces a una situación tal que así fuera. Las consecuencias de tal ejecución se manifiestan solas antes de mucho. No se exagera si se dice que, empleado competentemente, el concreto es un material de construcción de muy buenos resultados pero, en el sentido literal de la palabra, el concreto no es a prueba de tontos.

La primera edición, y las dos ediciones subsiguientes de este libro, terminaron con una nota "irónica" que dice: "Si el lector es incapaz de proyectar una mezcla satisfactoria, deberá considerar seriamente la opción de construir en acero". La situación ha cambiado. Primero, el lector bien puede ser hombre o mujer. Luego, para muchas construcciones modernas, el acero no es una opción simple y puede no ser apropiada. Y, por último, en esta edición para el tercer milenio, quizás un material tan ubicuo y pesado como el concreto no se deberá tratar en forma demasiado impertinente. La meta de este libro ha sido tratar de proporcionar una com-

prensión del comportamiento del concreto, un excelente material de construcción para muchos años por venir. Si se ha alcanzado esta meta, el lector no necesitará, en medio de la desesperación y frustración, "considerar seriamente la opción de construir en acero".

Referencias

- 14.1 G. M. Campbell and R. J. Detwiler, "Development of mix designs for strength and durability of steam-cured concrete", *Concrete International*, 15, núm. 7, 1993, pp. 37-9.
- 14.2 W. C. Greer, Jr, "Variation of laboratory concrete flexural strength tests", *Cement, Concrete and Aggregates*, 5, núm. 2, winter 1983, pp. 111-22.
- 14.3 D. S. Lane, "Flexural strength data summary", *NRMCA Technical Information Letter*, núm. 451, Silver Spring, Maryland, 1987, 5 pp.
- 14.4 ACI 211.3-75, Revised 1987, Reapproved 1992, "Standard practice for selecting proportions for no-slump concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994, 11 pp.
- 14.5 ACI 211.1-91, "Standard practice for selection proportions for normal, heavyweight, and mass concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994, 38 pp.
- 14.6 P. C. Hewlett, "Superplasticised concrete: Part 1", *Concrete*, 18, núm. 4, London, 1984, pp. 31-2.
- 14.7 ACI 121R-85, "Quality assurance systems for concrete construction", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 2: Construction Practices and Inspection Pavements*, Detroit, Michigan, 1994, 7 pp.
- 14.8 ACI 318R-95, "Building code requirements for reinforced concrete", *ACI Manual of Concrete Practice, Part 3: Use of Concrete in Buildings-Design, Specifications, and Related Topics*, Detroit, Michigan, 1996, 345 pp.
- 14.9 J. Krell and G. Wischers, "The influence of fines in concrete on consistency, strength and durability", *Beton*, 38, núm. 9, pp. 356-9 and núm. 10, pp. 401-4, 1988, British Cement Association translation.
- 14.10 CP 114:1969, "The Structural Use of Reinforced Concrete in Buildings", *British Standards Institution*, London, 1969, 94 pp.
- 14.11 Department of the Environment, "Design of Normal Concrete Mixes", *Building Research Establishment*, Watford, U. K., 1988, 42 pp.
- 14.12 CP 114, 1948, "The Structural Use of Reinforced Concrete in Buildings", *British Standards Institution*, London, 1948, 54 pp.
- 14.13 R. D. Gaynor, "Ready mixed concrete, in *Concrete and Concrete-marking Materials*", Eds P. Klieger and J. F. Lamond, *ASTM Sp. Tech. Publ. núm. 169C*, Philadelphia, Pa, 1994, pp. 511-21.

- 14.14 Strategic Highway Research Program, SHRP-C/FR-91-103, "High Performance Concretes: A State-of-the-Art", Report, NRC, Washington DC, 1991, 233 pp.
- 14.15 M. Lessard et al., "Formulation d'un béton à hautes performances à air entrainé", Bulletin Liaison Laboratoires des Ponts et Chaussées, 189, novembre-diciembre 1993, pp. 41-51.
- 14.16 ACI 221.4R-93, "Guide for selecting proportions for high-strength concrete with portland cement and fly ash", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 13 pp.
- 14.17 ACI 225.R-92 "Guide to the selection and use of hydraulic cements", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 29 pp.
- 14.18 ACI 214-77, Reapproved 1989, "Recommended practice for evaluation of strength test results of concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 2: Construction Practices and Inspection Pavements, Detroit, Michigan, 1994, 14 pp.
- 14.19 ACI 211.2-92, "Standard practice for selecting proportions for structural lightweight concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 14 pp.
- 14.20 ACI 523.3R-93, "Guide for cellular concretes above 50 pfc, and for aggregate concretes above 50 pfc with compressive strengths less than 2500 psi", ACI Manual of Concrete Practice, Part 5: Masonry, Precast Concrete, Special Purposes, Detroit, Michigan, 1994, 16 pp.
- 14.21 R. Hegner, "Les résistances du béton selon la norme SIA 162", 1989, Bulletin du Ciment, 57, núm. 21, Wildeg, Switzerland, 1989, 12 pp.
- 14.22 ACI 363R-92, "State-of-the-art report on high-strength concrete". Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and General Properties of Concrete, Detroit, Michigan, 1994, 55 pp.
- 14.23 D. P. McNicholl and B. Wong, "Investigation appraisal and repair of large reinforced concrete buildings in Hong Kong, in Deterioration and Repair of Reinforced Concrete in Arabian Gulf", Vol. 1, Bahrain Society of Engineers, Bahrain, 1987, pp. 327-40.
- 14.24 J. E. Cook, "10,000 psi concrete", Concrete International, 11, núm. 10, 1989, pp. 67-75.
- 14.25 P. N. Balaguru and V. Ramakrishnan, "Authors' closure to paper in ACI Materials Journal, 84, núm. 1, 1987, ACI Material Journal, 85, núm. 1, 1988, p. 60.
- 14.26 A. M. Neville, "The relation between standard deviation and mean strength of concrete test cubes", Mag. Concr. Res., 11, núm. 32, julio 1959, pp. 75-84.
- 14.27 H. C. Erntroy, "The variation of works test cubes", Cement Concr. Assoc. Research Report núm. 10, London, noviembre 1960.
- 14.28 H. Rüschi, "Zur statistischen Qualitätskontrolle des Betons" (On the statistical quality control of concrete), Materialprüfung, 6, núm. 11, 1964, pp. 387-94.
- 14.29 ACI Committee 214, "Recommended practice for evaluation of strength test results of concrete", (ACI 214-77), and Commentary, J. Amer. Concr. Inst., 73, núm. 5, 1976, pp. 265-78.
- 14.30 H. H. Newlon, "Variability of portland cement concrete", Proceedings, National Conf. on Statistical Quality Control Methodology in Highway and Airfield Construction, pp. 259-84, Univ. of Virginia School of General Studies, Charlottesville, 1966.
- 14.31 J. B. Kennedy and A. M. Neville, "Basic Statistical Methods for Engineers and Scientists", 3rd Edn, 613 pp., Harper and row, New York and London, 1986.
- 14.32 N. Petersons, "Ready mixed concrete in Sweden", CBI Reports 5:77, 15 pp., Swedish Cement and Concrete Research Inst., 1977.
- 14.33 J. A. Hanson, "American practice in proportioning lightweight-aggregate concrete", Proc. 1st Int. Congress on Lightweight Concrete, Vol. 1: Papers, Cement and Concrete Assoc., London, mayo 1968, pp. 39-54.
- 14.34 M. A. Ali, "A Review of Italian Concreting Practice", Building Research Establishment Occasional Paper, julio 1992, 25 pp.
- 14.35 A. M. Neville, "Is our research likely to improve concrete?", Concrete International, 17, núm. 3, 1995, pp. 45-7.

Apéndice I

Normas pertinentes de ASTM*

A. Cemento

- C 91-93 Spec. for Masonry Cement
- C 109-93 Test for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or 50-mm Cube Specimens)
- C 115-93 Test for Fineness of Portland Cement by the Turbidimeter
- C 150-94 Spec. for Portland Cement
- C 151-93a Test for Autoclave Expansion of Portland Cement
- C 186-94 Test for Heat of Hydration of Hydraulic Cement
- C 191-92 Test for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle
- C 204-94 Test for Fineness of Hydraulic Cement by Air Permeability Apparatus
- C 230-90 Spec. for Flow Table for Use in Tests of Hydraulic Cement
- C 243-85 (1989) Test for Bleeding of Cement Pastes and Mortars
- C 266-89 Test for Time of Setting of Hydraulic Cement Paste by Gillmore Needles
- C 430-92 Test for Fineness of Hydraulic Cement by the 45-µm (No. 325) Sieve
- C 452-89 Test for Potential Expansion of Portland Cement Mortars Exposed to Sulfate
- C 595-94a Spec. for Blended Hydraulic Cements
- C 845-90 Spec. for Expansive Hydraulic Cement

- C 917-91 a Test for Evaluation of Cement Strength Uniformity from a Single Source
- C 989-93 Spec. for Ground Granulated Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars
- C 1012-89 Test for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution
- C 1157-94a Performance Specification for Blended Hydraulic Cement
- C 1240-93 Spec. for Silica Fume for Use as a Mineral Admixture in Hydraulic-Cement Concrete, Mortar, and Grout

B. Aditivos

- C 260-94 Spec. for Air-Entraining Admixtures for Concrete
- C 311-94a Tests for Sampling and Testing Fly Ash or Natural Pozzolans for Use as a Mineral Admixture in Portland-Cement Concrete
- C 494-92 Spec. for Chemical Admixtures for Concrete
- C 618-94a Spec. for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete
- C 979-82 (1993) Spec. for Pigments for Integrally Colored Concrete
- C 1017-92 Spec. for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete

C. Agregados

- C 29-91a Test for Unit Weight and Voids in Aggregate
- C 33-93 Spec. for Concrete Aggregates

* Los dos dígitos después del guión denotan el año de publicación; a denota una revisión en el año de publicación; una fecha entre paréntesis indica el año en el cual la norma fue reprobada por última vez sin cambio.

C 40-92 Test for Organic Impurities in Fine Aggregates for Concrete

C 70-79 (1992) Test for Surface Moisture in Fine Aggregate

C 87-83 (1990) Test for Effect of Organic Impurities in Fine Aggregate on Strength of Mortar

C 88-90 Test for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate

C 117-90 Test for Materials Finer than 75- μ m (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing

C 123-92 Test for Lightweight Pieces in Aggregate

C 131-89 Test for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine

C 227-90 Test for Potential Alkali Reactivity of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method)

C 289-94 Test for Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates (Chemical Method)

C 294-86 (1991) Descriptive Nomenclature for Constituents of Natural Mineral Aggregates

C 295-90 Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete

C 330-89 Spec. for Lightweight Aggregates for Structural Concrete

C 331-94 Spec. for Lightweight Aggregates for Concrete Masonry Units

C 332-87 (1991) Spec. for Lightweight Aggregates for Insulating Concrete

C 441-89 Test for Effectiveness of Mineral Admixtures of Ground Blast-Furnace Slag in Preventing Excessive Expansion of Concrete Due to the Alkali-Silica Reaction

C 566-89 Test for Total Moisture Content of Aggregate by Drying

C 586-92 Test for Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rocks for Concrete Aggregate (Rock Cylinder Method)

C 682-94 Evaluation of Frost Resistance of Coarse Aggregates in Air-Entrained Concrete by Critical Dilation Procedures

C 1105-89 Test for Length Change of Concrete Due to Alkali-Carbonate Rock Reaction

C 1137-90 Test for Degradation of Fine Aggregate Due to Attrition

E 11-87 Spec. for Wire-Cloth Sieves for Testing Purposes

D. Concrete

Cr 11 -91 Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field

C 39-93a Test for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens

C 42-90 Test for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete

C 78-94 Test for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)

C 94-94 Spec. for Ready-Mixed Concrete

C 116-90 Test for Compressive Strength of Concrete Using Portions of Beams Broken in Flexure

C 125-93 Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates

C 138-92 Test for Unit Weight, Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete

C 143-90a Test for Slump of Hydraulic Cement Concrete

C 156-93 Test for Water Retention by Concrete Curing Materials

C 157-93 Test for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete

C 171-92 Spec. for Sheet Materials for Curing Concrete

C 173-94 Test for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method

C 192-90a Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory

C 215-91 Test for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Frequencies of Concrete Specimens

C 231-91 b Test for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method

C 232-92 Test for Bleeding of Concrete

C 293-94 Test for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beams with Center-Point Loading)
309-93 Spec. for Liquid Membrane-Forming Compounds for Curing Concrete
260-92 Test for Ball Penetration in Freshly Mixed Hydraulic Cement Concrete

- C 403-92 Test Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance
- C 4,8 90 Test for Abrasion Resistance of Concrete by Sandblasting
- C 457-90 Test for Microscopical Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete
- C 469-94 Test for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression
- C 470-94 Spec. for Molds for Forming Concrete Test Cylinders Vertically
- C 496-90 Test for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C 512-87 (1994) Test for Creep of Concrete in Compression
- C 531-85 (1990) Standard Test Method for Linear Shrinkage and Coefficient of Thermal Expansion of Chemical-Resistant Mortars, Grouts, and Monolithic Surfacing
- C 567-91 Test for Unit Weight of Structural Lightweight Concrete
- C 597-83 (1991) Test for Pulse Velocity Through Concrete
- C 617-94 Capping Cylindrical Concrete Specimens
- C 642-90 Test for Specific Gravity, Absorption, and Voids in Hardened Concrete
- C 666-92 Test for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing
- C 671-94 Test for Critical Dilation of Concrete Specimens Subjected to Freezing
- C 672-92 Test for Scaling Resistance of Concrete Surfaces Exposed to Deicing Chemicals
- C 684-89 Making, Accelerated Curing, and Testing of Concrete Compression Test Specimens
- C 685-94 Spec. for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing
- C 779-89a Test for Abrasion Resistance of Horizontal Concrete Surfaces
- C 803-90 Test for Penetration Resistance of Hardened Concrete
- C 805-85 Test for Rebound Number of Hardened Concrete
- C 856-83 (1988) Petrographic Examination of Hardened Concrete
- C 873-94 Test for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds
- C 878-87 Test for Restrained Expansion of Shrinkage-Compensating Concrete
- C 900-87 (1993) Test for Pullout Strength of Hardened Concrete
- C 918-93 Test for Developing Early-Age Compression Test Values and ProjectinS., Later-Age Strengths
- C 944-90a Test for Abrasion Resistance of Concrete or Mortar Surfaces by the Rotating-Cutter Method
- C 1038-89 Test for Expansion of Portland Cement Bars Stored in Water
- C 1074-93 Estimating Concrete Strength by the Maturity Method
- C 1078-87 (1992) Test for Determining the Cement Content of Freshly Mixed Concrete
- C 1079-87 (1992) Test for Determining the Water Content of Freshly Mixed Concrete
- C 1084-92 Test for Portland-Cement Content of Hardened Hydraulic-Cement Concrete
- C 1138-89 Test for Abrasion Resistance of Concrete (Underwater Method)
- C 1150-90 Test for the Break-Off Number of Concrete-, Vol
- C 1152-90 Test for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
- C 1202-94 Test for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration

Apéndice II

Normas británicas pertinentes*

A. Cemento

- BS 12: 1991 Spec. for Portland cements
- BS 146: 1991 Spec. for Portland-blastfurnace cement
- BS 915: 1972 (1983) Spec. for high alumina cement
- BS 1014: 1975 (1992) Spec. for pigments for Portland cement and Portland cement products
- BS 1370: 1979 Spec. for low heat Portland cement
- BS 3892: Part 1: 1993 Spec. for pulverized-fuel ash for use with Portland cement
- BS 4027: 1991 Spec. for sulfate-resisting Portland cement
- BS 4246: 1991 Spec. for high slag blastfurnace cement
- BS 4248: 1974 Spec. for supersulphated cement
- BS 4550: Part 3: 1978 Methods of testing cement: physical tests
- BS 4550: Section 3A 1978 Strength tests
- BS 4550: Section 3.8: 1978 Test for heat of hydration
- BS 4550: Part 4: 1978 Standard coarse aggregate for concrete cubes
- BS 4550: Part 5: 1978 Standard sand for concrete cubes
- BS 6610: 1991 Spec. for pozzolanic pulverized-fuel ash cement
- BS 6588: 1991 Spec. for Portland pulverized-fuel ash cements
- BS 6699: 1992 Spec. for ground granulated blastfurnace slag for use with Portland cement

B. Aditivos

- BS 5075: Part 1: 1982 Spec. for accelerating admixtures, retarding admixtures and water reducing admixtures
- BS 5075: Part 2: 1982 Spec. for air-entraining admixtures
- BS 5075: Part 3: 1985 Spec. for superplasticizing admixtures

C. Agregado

- BS 410: 1986 Spec. for test sieves
- BS 812: Testing aggregates
- BS 812: Part 1: 1975 Methods for determination of particle size and shape
- BS 812: Part 2: 1975 Methods for determination of physical properties
- BS 812: Part 102: 1989 Methods for sampling
- BS 812: Section 103.1: 1985 Sieve tests
- BS 812: Section 103.2: 1989 Sedimentation test
- BS 812: Part 104: 1994 Method for qualitative and quantitative petrographic examination of aggregates
- BS 812: Section 105.1: 1989 Flakiness index
- BS 812: Section 105.2: 1990 Elongation index of coarse aggregate
- BS 812: Part 106: 1985 Method for determination of shell content in coarse aggregate
- BS 812: Part 109: 1990 Methods for determination of moisture content

* La fecha entre paréntesis indica el año en el que se confirmó la norma.

BS 812: Part 110: 1990 Methods for determination of aggregate crushing value (ACV)

BS 812: Part 111: 1990 Methods for determination of ten per cent fines value (TF)

BS 812: Part 112: 1990 Method for determination of aggregate impact value (AI)

BS 812: Part 113: 1990 Method for determination of aggregate abrasion value (AA)

BS 812: Part 117: 1988 Method for determination of water-soluble chloride salts

BS 812: Part 118: 1988 Methods for determination of sulphate content

BS 812: Part 121: 1989 Method for determination of soundness

BS 812: Part 124: 1989 Method for determination of frost heave

BS 882: 1992 Spec. for aggregates from natural sources for concrete

BS 3797:1990 Spec. for lightweight aggregates for masonry units and structural concrete

D. Concrete

BS 1305: 1974 Spec. for batch type concrete mixers (obsolescent)

BS 1881: Testing concrete

BS 1881: Part 5: 1970 Methods of testing hardened concrete for other than strength

BS 1881: Part 102: 1983 Method for determination of slump

BS 1881: Part 103: 1993 Method for determination of compacting factor

BS 1881: Part 104: 1983 Method for determination of Vebe time

BS 1881: Part 105: 1984 Method for determination of flow

BS 1881: Part 106: 1983 Methods for determination of air content of fresh concrete

BS 1881: Part 108: 1983 Method for making test cubes from fresh concrete

BS 1881: Part 110: 1983 Method for making test cylinders from fresh concrete

BS 1881: Part 111: 1983 Method of normal curing of test specimens (20°C method)

BS 1881: Part 112: 1983 Methods of accelerated curing of test cubes

BS 1881: Part 113: 1983 Method for making and curing no-fines test cubes

BS 1881: Part 115: 1986 Spec. for compression testing machines for concrete

BS 1881: Part 116: 1983 Method for determination of compressive strength of concrete cubes

BS 1881: Part 117: 1983 Method for determination of tensile splitting strength

BS 1881: Part 118: 1983 Method for determination of flexural strength

BS 1881: Part 119: 1983 Method for determination of compressive strength using portions of beams broken in flexure (equivalent cube method)

BS 1881: Part 120: 1983 Method for determination of the compressive strength of concrete cores

BS 1881: Part 121: 1983 Method for determination of static modulus of elasticity in compression

BS 1881: Part 122: 1983 Method for determination of water absorption

BS 1881: Part 124: 1988 Methods for analysis of hardened concrete

BS 1881: Part 127: 1990 Method of verifying the performance of a concrete cube compression machine using the comparative cube test

BS 1881: Part 201: 1986 Guide to the use of non-destructive methods of test for hardened concrete

BS 1881: Part 202: 1986 Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer

BS 1881: Part 203: 1986 Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete

BS 1881: Part 207: 1992 Recommendations for the assessment of concrete strength by near-to-surface tests

BS 1881: Part 209: 1990 Recommendations for the measurement of dynamic modulus of elasticity

BS 3148: 1980 Tests for water for making concrete (including notes on the suitability of the water)

BS 3963: 1974 (1980) Method for testing the mixing performance of concrete mixers (obsolescent)

BS 5328: Part 1: 1997 Guide to specifying concrete

BS 5328: Part 2: 1997 Methods for specifying concrete mixes

BS 5328: Part 3: 1990 Spec. for the procedures to be used in producing and transporting concrete

BS 5328: Part 4: 1990 Spec. for the procedures to be used in sampling, testing and assessing compliance of concrete

BS 6089: 1981 Guide to assessment of concrete strength in existing structures

BS 7542: 1992 Test for curing compounds for concrete

BS 8007: 1987 Code of practice for design of concrete structures for retaining aqueous liquids

BS 8110: Part 1: 1985 Structural use of concrete: code of practice for design and construction

Apéndice III

Normas europeas importantes*

A. Cemento

- EN 196-1: 1987 Methods of testing cement: Determination of strength
- EN 196-2: 1987 Methods of testing cement: Chemical analysis of cement
- EN 196-3: 1987 Methods of testing cement: Determination of setting time and soundness
- EN 196-5: 1987 Methods of testing cement: Pozzolanicity test for pozzolanic cements
- EN 196-6: 1989 Methods of testing cement: Determination of fineness
- EN 196-21: 1992 Determination of the chloride, carbon dioxide and alkali content of cement
- ENV 197-1: 1992 Cement - composition, specifications and conformity criteria: Common cements

B. Aditivos

- pr EN 934-2: Admixtures for concrete, mortar and grout: Concrete admixtures -Definitions, specifications and conformity criteria

C. Agregados

- pr EN 933-2 Tests for geometrical properties of aggregates: Determination of particle size distribution - test sieves, normal size of apertures

pr EN 1097-1 Tests for aggregate abrasion

ISO 565-1990 Test sieves: metal wire cloth, perforated metal plates and electroformed sheets: nominal sizes of openings

ISO 6274-1982 Concrete: sieve analysis of aggregates

D. Concreto

- ENV 206:1992 Concrete: Performance, production, placing, and compliance criteria
- EN 678: 1993 Determination of the dry density of autoclaved aerated concrete
- EN 679: 1993 Determination of the compressive strength of autoclaved aerated concrete
- EN 680: 1993 Determination of the drying shrinkage of autoclaved aerated concrete

-
1. ENV denotes a standard in the process of development.
 2. 'pr' denotes a *projet standard* in the process of development.
 3. Some EN Standards have been published also as British Standards with the same number.
 4. ISO denotes a standard of the International Standards Organisation.

Indice de autores

Los números después del autor son la referencia como aparece en el texto y al final de cada capítulo.

- Abdel-Jawad, Y., 7.31
Abrams, D. A. 4.23,
4.25 , 8.103, 8.108
- ACI 3R, 2.56 , 2.64
ACI 116R, 4.46
ACI 121R, 14.7
ACI 201.2R, 10.42, 11.92
13.109
ACI 207.1R, 8.54
ACI 207.2R, 10.34
ACI 207AR, 8.4
ACI 209R, 9.80
ACI 210R, 10.41
ACI 211.1, 14.5
ACI 211.2, 14.19
ACI 211.3, 4.70 , 14.4
ACI 211AR, 14.16
ACI 212.3R, 4.67 5.
11.94
ACI 212AR, 5.52
ACI 213R, 13.141
- ACI 214, 14.18 14.29
ACI 214.1R, 12.21
ACI 221 R, 3.36
ACI 222R, 11.82
ACI 223, 9.91 10.94
ACI 225R, 2.9,13.90,14.17
ACI 226. 1 R, 13.32
ACI 226.3R, 13.18
ACI 228.1R, 12.122
ACI 234R, 13.159
ACI 304.R, 4.76
ACI 304. 1 R, 4.75
ACI 304.2R, 4.114
ACI 304.5R, 13.142
ACI 304.6R, 4.113
ACI 305R, 8.14 , 9.97
- ACI 306R, 8.55
ACI 308, 7.9 , 8.60
ACI 309R, 4.73
ACI 309.111, 4.74
ACI 318, 6.118 , 9.98 ,
12.124 , 11.56
13.116 , 14.8,
- ACI 363R, 9.99 , 13.91 ,
14.22
ACI 506R, 4.34
ACI 506.2, 12.133
ACI 515.1R, 10.93
ACI 517.2R, 2.43 , 8.27,
, 9.96
ACI 523.1R, 13.118
ACI523.3R, 14.20
ACI Committee 2.67
Acker, P., 9.75 , 9.148 , 9.150
, 13.94
Adams, A. B., 5.27
Agrément Board, 2.35
Atcin, P.-C., 1.91 2.66 , 2.71
, 5.5 , 5.17 , 5.21
7.95, 8.23
, 8.52 , 9.69,
10.38, 11.35 , 11.51
11.61 , 12.117 ,
13.41 , 13.47 , 13.53
, 13.57 , 13.63
, 13.64 , 13.73 ,
13.74 , 13.78 , 13.79
- Akashi, T., 12.134
Al-Amoudi, O. S. B., 11.70 , 13.138
- Alasali, M. M., 10. 113 , 10.117
Al-Eesa, A. S. S., 13.127

- Alexander, K. M., 3.43 , 6.112
 , 12.128
- Alexanderson, J., 8.82
- Alford, N. McN., 6.81
- Al-Gahtani, A. S., 11.69 , 13.48
- At-Hussaini, M.-J., 11.67
- Ali, M. A., 11.43 , 14.34
- Ali, M. G., 10. 114
- Al-Manaseer, A. A., 4.102 4.106
 , 9.153 , 12.88
- Almudaiheem, J. A., 9.72
 , 9.83
- Al-Murshidi, K., 12.108
- Alonso, C., 11.74
- Al-Rawi, R. S., 12.108
- Al-Saadoun, S. S., 11.69 , 13.48
- Al-Tayyib, A. J., 8.5 , 11.78
- Amasaki, S., 12.134,12.125
- Ambroise, J., 2.53
- American Petroleum Institute, 2.21
- Andrade, C., 2.8 ,11.74,11.81
- Antrim, J. D., 7.50
- Araki, K., 2.23
- Arioglu, E., 12.148
- Arni, H. T., 1.56
- Artigues Texsa, J. C., 13.122
- Ashworth, R., 5.55
- Aspdin, J., 2
- Assimacopoulos, B. M., 7.49
- Attigbe, E. K., 6.111 , 9.100
- Attolou, A., 9.75
- Austin, S. A., 8.38 , 13.33 ,
 13.108 , 13.127
- Ayuta, K., 6.101
- Aziz, M. A., 13.155
- Baalbaki, M., 13.95
- Baalbaki, W., 13.73
- Baerland, T., 10.40
- Bahramian, B., 3.41
- Bdhrner, V., 194
- Bajza, A., 12.93
- Bakker, R., 2.58 , 11.91 , 13.43
 , 13.126
- Balaguru, P. N., 14.25
- Baldzs, G. L., 7.82
- Baldini, G., 2.76
- Baldwin, H. W., 1.17
- Balendran, R. V., 9.70
- Ballivy, G., 13.73
- Bamforth, P. B., 10.132
- Bandyopadhyay, A. K., 9.39
- Banfill, P. F. G., 5.11
- Banthia, M., 11.60
- Barber, P., 4.57
- Barker, M. G., 12.138
- Barnes, B. D., 3.64 ,8.80
- Barnes, R. A., 13.140
- Baron, J., 1.94 3.79 ,
 4.69 , 9.73 , 10.136 ,
- Bartlett, F. M., 12.121
- Bartos, P., 4.56
- Base, G. D., 9.102
- Bastgen, K. J., 9.68
- Bave1ja, R., 4.36
- Bakant, Z. P., 6.82, 9.146 ,
 9.157 , 12.94
- Beaton, R. J., 12.130
- Beaudoin, J. J., 1.87 , 3.80 ,
 5.12 , 6.35 , 6.65
 , 6.95 , 10.118
- Beaufait, F. W., 4.45
- Bellander, U., 7.55 , 12.96 ,
 12.105 , 12.123
- Belliston, H. B., 7.22
- Ben-Bassat, M., 7.29 , 10.92
- Benafssa, A., 9.145
- Bennett, E. W., 2.19, 2.36 ,
 7.43 , 9.41
- Bensted, J., 2.12
- Bentur, A., 8.59 , 8.83,
 10.126 , 12.127 , 13.5
 , 13.101
- Bentz, D. P., 13.45
- Ben-Yair, M., 10.91
- Beresford, F. D., 8.61
- Berg, O. Y., 6.21 , 6.56
- Berge, Y., 8.64
- Berger, R. L., 5.37 , 10.123
- Berhane, Z., 1.82
- Berke, N. S., 11.72
- Bernal, J. D., 1.20 , 9.20 ,
 9.21
- Berner, D., 8.49
- Best, C. H., 9.137
- Best, J. F., 4.79
- Bianchini, A. C., 10.105
- Biczok, I., 10.71
- Bied, J., pag. 63
- Bielak, E., 4.120
- Bier, A. Th., 10.67
- Bijen, J. M., 9.10 , 10.129
- Bilodeau, A., 2.41 , 13.30 ,
 13.124
- Bingham, E. C., 197
- Birchall, J. R., 5.50
- Birkimer, D. L., 8.111
- Bisaillon, A., 10.45

- Bischoff, B. H., 7.80 , 7.91
 Bishop, F. C., 6.82
 Bjerkeli, L., 6.84
 Blaine, R. L.,
 1.56
 Blakey, F. A., 8.61 , 10.104
 Blanks, R. F., 12.38
 Bloem, D. L., 1.37 , 3.5 ,
 3.16 , 3.28 , 3.42 ,
 , 5.26 , 6.60,
 7.42 , 8.89,
 12.23 , 12.31
 , 12.45
 Bloomquist, D., 3.67
 Bobrowski, S., 11.73
 Bogue, R. H., 1.2
 , 1.7 , 1.32 ,
 2.7
 Bonn, G. M., 9.133
 Bonnell, D. G. R., 8.90
 Bonner, D. G., 13.21
 Bonzel, J., 10.21
 Borge, O. E., 9.46
 Bortolotti, L., 6.104
 Bostvironnois, J.-L., 13.56
 Botton, J. D., 13.154
 Boulay, C., 9.63 , 12.71
 Boussion, R., 4.116
 Bragg, R. H., 1.47, 7.35
 Braun, H., 1.96
 Bredenkamp, G. L., 8.35
 Bredenkamp, S., 8.35
 Breitfeller, D., 11.47
 Bremner, T. W., 13.104
 Bresler, B., 6.79 8.45 , 13.58
 Bresson, J., 4.71
 Brewer, H. W., 8.99
 Brierley, R. W., 7.18
 British Cement Association, 10. 112
 , 13.146
 Brivot, F., 10.74
 Brook, J. W., 8.16
 Brook, K. M., 13.119
 Brooks, I. J., 5.41 , 9.71 ,
 , 9.77, 9.84
 9.142 , 9.143
 Brooks, S. A., 2.72
 Brown, E. H., 9.131
 Brown, L. S., 1. 11 , 1.40, 11.19
 Brown, M. L., 4.64
 Brownyard, T. L., 1.24 ,
 6.6 , 8.91
 Brodda, R., 3.72
 Brousseau, R., 6.95
 Brotschi, J., 1.76
 Brunauer, S., 1.13 , 1.45 , 1.62
 , 1.65 , 3.13
 Brusin, M., 4.71
 Bryden-Smith, D. W., 12.129
 Buckley, K. J., 12.86
 Buenfeld, N. R., 7.101
 Buil, M., 9.150
 Building Research Establishment
 , 3.31 , 7.23 , 7.24
 , 10.135 , 13.134
 Building Research Station, 4.35
 Bulletin du Ciment, 10.29 , 10.30
 , 10.125
 Bungey, I H., 12.98, 12.135
 , 12.137
 Burg, G. R. U., 4.89
 Bürge, T. A., 5.22
 Burke, E., 2.31
 Bushnell-Watson, S. M., 2.40
 Butcher, W. S., 12.33
 Butler, W. B., 11.87
 Bye, G. C., 1.81
 Byfors, K., 11.98
 Byrne, J. G., 12.19

 Cabrera, J. G., 2.38 , 13.121
 Cadoret, G., 13.80 , 13.82
 Calleja, J., 1.71
 Cameron, G., 11.44
 Campbell, G. M., 13.4 , 14.1
 Canadian Standards Assn., 10.111 ,
 13.131
 Cao, H. T., 13.24
 Caratin, H., 12.62
 Carette, G. G., 2.69 , 8.42 ,

 Carino, N. J., 6.53 , 6.97 , 6.99
 , 6.100 , 6.105 ,
 12.136 , 12.140
 Caries-Gibergues, A., 13.39
 Carlson, R. W., 1. 11 , 1.29 , 1.36
 , 9.78 , 13.148
 Carman, P. C., pag. 16
 Carmichael, J., 13.85
 Carrasquillo, P. M., 12.72, 12.74
 , 13.31
 Carrasquillo, R. L., 7.85 ,
 10.77 , 12.72 , 12.74
 , 13.25 , 13.31
 Carreira, D. J., 9.67
 Carter, P. D., 10.72
 Castillo, C., 8.48
 Causse, G., 13.83
 Cebeci, O. Z., 4.40 , 8.21
 CEB, 13.152
 CEB-FIP, 12.1
 Cement and Concrete Assn., 8.81

- Centre d'Information de l'Industrie
Cimentière Belge, 11.2
- Chaallal, O., 7.95 , 13.63
- Chabowski, A. J., 12.129
- Chakraborty, M., 8.56
- Chamberlin, W. H., 8.73
- Chan, Y.-W., 9.152
- Chang, T.-P., 6.82
- Chapman, G. P., 3.44
- Charest, B. A., 8.17
- Charonat, Y., 4.116
- Chatterji, S., 3.73 , 10.119
- Chefdeville, J., 9.33
- Chen, H., 3.84 , 10.120
- Chen, W.-F., 9.65 , 13.50
- Cheng, C. L., 13.107
- Cheong, K. H., 4.88
- Chern, J.-C., 9.152
- Cheung, M. S., 8.18 , 8.23
9.59 , 9.69
- Chew, M. Y. L., 8.41
- Chikada, T., 8.28
- Chin, D., 5.20
- Chiocchio, G., 5.30 , 10.82
- Chojnacki, B., 12.69
- Christen, H. U., 10.28
- Chu, K.-H., 9.67
- Chung, H. W., 12.61
- Cigna, R., 7.71
- Cioffi, R., 1.78, 6.66
- Claissé, P. A., 13.121
- Clifton, J. R., 6.71 , 7.92
- Cochet, G., 11.77
- Cohen, M. D., 1.69 , 2.70 , 9.89
9.90 , 9.103 ,
10.126 , 13.50
- Collepardi, M., 2.76
- Collings, B. C., 2.19
- Collins, A. R., 3.18 , 4.1
11.7
- Collins, R. J., 2.78
- Collis, L., 3.38 ,
3.56 , 3.57
- Concrete Society, 5.48 , 7.21,
10.33 , 10.96
12.25
12.100
- Conjeaud, M. L., 10.84
- Cong, X., 13.44
- Cook, D. J., 2.80
- Cook, J. E., 14.24
- Cook, G. C., 4.24
- Cook, R. A., 6.114 , 10.46
- Cooper, I., 4.57
- Copeland, L. E., 1.12 , 1.26
1.28, 1.47 , 1.48
1.49 , 7.35 ,
8.84 , 10.2, 10.4 ,
10.5 , 11.1
- Coppetti, G., 8.29
- Corish, A. T., 7.16
- Cortez, E. R., 5.9 , 8.17
- Costa, U., 2.77
- CP 114:1948, 14.12
- CP 114:1969, 14.10
- Crahan, J., 2.57
- Cramer, S. M., 7.1
- Crammond, N. J., 2.79
- Criaud, A., 13.80
- Croft, J., 12.86
- Cruz, C. R., 8.32
- Cui, Q. Y., 7.5
- Cumming, N. A., 4.101
- CUR, 4.53 , 13.12
- Currie, R. J., 10.58
- Cusens, A. R., 4.4
- Cusick, R. W., 9.86
- Czarnecka, E. T., 3.53
- Czernin, W., 1.5
- Daerga, P. A., 7.89
- Dahl, G., 4.55
- Dahms, J., 7.66
- Darner, S. A., 2.80
- Dan, Y., 8.28
- Darwin, D., 6.111 , 9.60 ,
9.100
- Daube, J., 2.58 , 13.126
- Davey, N., 1.31 , 3.20 , 8.1
8.87, 13.150
- Davidson, M. G., 8.96
- Davies, G., 3.81
- Davis, H. E., 9.17 , 9.131
- Davis, R. E., 1.36 , 9.24
9.131
- Day, R. L., 6.69 , 9.154 , 12.90
13.21
- de Andrade, W. P., 2.60
- DeFore, M. R., 1.56
- de Haan, Y. M., 13.15
- de Larrard, F., 6.109 , 9.63
13.47 , 13.56
13.68 , 13.75
13.93 , 13.94
- Deloye, F.-X., 10.73
- Department of the Environment, 4.49
14.11
- Desayi, P., 9.44
- Dettling, H., 8.40
- Detwiler, R. J., 8.74, 11.39 ,

- 13.2 , 13.3 , 13.4
 , 14.1
 Dewar, J. D., 3.45 , 4.14
 Dhir, R. K., 4.85
 Diamond, S., 1.19 , 1.60
 , 1.63 , 3.60 , 3.64
 , 3.66
 Dias, W. P. S., 8.46 , 9.147
 Dilger, W. H., 449, 9.84
 12.68
 Dilly, J., 12.43
 DIN 1045, 3.86
 DIN 1048, 10.131
 Diruy, M., 8.39
 Divet, L., 7.15
 Do, M.-T., 7.83 , 7.95
 Dodson, C. J., 8.85
 Dodson, V., 4.61 , 5.1
 , 8.31
 Doell, B. C., 4.13
 Dohnalik, M., 1.59
 Dolch, W. L., 3.64 , 9.103
 Dörr, H., 1.74
 Double, D. D., 6.81
 Dougill, J. W., 6.119
 Douglas, E., 2.39
 Dransfield, J. M., 5.34
 Dron, R., 10.74
 Dubovoy, V. S., 13.123
 Duda, W. H., 2.54 , 10.99
 Duranni, A. J., 8.48
 Dutron, P., 2.29

 Edahiro, H., 6.58
 Edwards, A. C., 4.84
 Edwards, L. N., 3.50
 Edmonds, R. N., 2.73
 Efes, Y., 2.65 , 10.137
 Egan, P., 5.34
 Ekberg, C. E. Jr., 7.49
 El-Dieb, A. S., 10.109
 Ellis, W. E. Jr., 11.87
 Elvery, R. H., 12.146
 Emery, J. J., 13.128
 Emmett, P. H., 1.45 , 3.13
 Emoto, Y., 13.61
 Erlin, B., 4.108
 Erntroy, H. C., 3.24 , 6.12 ,
 14.27
 Eshenour, D. L., 1.58
 Evans, R. H., 12.16

 Fagerlund, G., 11.42, 11.58
 Fardis, M. N., 10.35 , 10.56 ,
 10.130
 Farrar, J. R., 7.76

 Farrington, S. A., 11.73
 Fattuhi, N. , 5.10 , 8.3 , 10.78

 Feldman, R. F., 1.54 6.35 ,
 6.67 , 13.52
 Fëret, R., 186, 269, 270, 275
 Fidjestl, P., 13.122
 Figg, J. W., 10.22
 Fiorato, A. E., 13.54
 FIP, 13.55
 13.115
 FitzGibbon, A E., 8.65 , 8.66

 Flaga, K., 1.59
 Flint, E. P., 1.8
 Fondriest, F. F., 8.111
 Fookes, P. G., 3.56 , 3.57 ,
 3.69
 Foot, K. B., 13.97
 Forbrick, L. R., 1.29
 Ford, C. L., 1.30
 Forde, M. C., 7.19
 Forssblad, L., 4.47
 Foster, B., 5.29
 Foster, C. W., 1.34
 Fowler, D. W., 7.85 , 12.131

 Fox, E. N., 1.31
 Fox, R. A., 3.38
 Foy, C., 11.60
 Fraay, A. L. A., 13.15 ,
 , 13.46
 Franklin, R. E., 6.39
 French, W. J., 3.61 , 3.62
 Friden, C., 7.62
 Frigione, G., 1.78 , 2.59 , 6.66
 , 13.125
 Fu, Y., 9.92
 Fuchs, J., 6.109
 Fujimori, T., 4.87
 Fuller, W. B., 158
 Furumura, F., 8.98
 Fwa, T. F., 7.84

 Gagné, R., 11.61, 13.13
 Gagnon, D., 13.130
 Galloway, J. W., 7.59 , 7.64,
 7.99 , 9.34 , 12.109

 Gamble, B. R., 7.58
 Ganin, V. P., 7.73
 Garboczi, E. J., 13.45
 Gardner, N. J., 6.120 , 8.18 ,
 9.59
 Gariner, E. M., 6.94
 Garnett, J. B., 4.21

- Gatfield, E. N., 6.23
 Gauthier, E., 6.102
 Gaynor, R. D., 3.16 , 3.42
 , 3.63 , 4.78
 , 7.14 , 8.25
 , 9.82 , 11.28 , 11.33
 , 11.54 , 11.95 ,
 12.45 , 12.101 ,
 14.13
 Gebler, S., 4.91 , 4.92 , 5.7
 , 5.31 , 12.111 ,
 13.14
 George, C. M., 2.50
 Georgsson, L., 7.62
 Gerwick, B. C. Jnr, 4.98 , 4.100
 , 7.86 , 8.49
 , 13.100
 Geymayer, H. G., 7.34
 Ghali, A., 9.45
 Ghorab, H. Y., 4.103
 Ghosh, S., 13.11
 Giaccio, G., 6.88 , 9.93
 Gierzt-Hedstrom, S., 1.9
 Gilkey, H. J., 6.74
 Gillen, M., 8.32
 Gillott, J. E., 3.48 , 3.53 , 6.38
 , 10.116
 Gjörv, O. E., 4.104 , 6.89 ,
 6.107 , 8.74 , 10.40 ,
 10.86 , 11.39 , 11.46
 , 11.50 , 11.97 , 13.3
 , 13.51 , 13.59 ,
 13.105 , 13.106 ,
 13.110 , 13.112
 Glanville, W. H., 3.18 4.1

 Glass, G. K., 11.85
 Glasser, F. P., 1.85 5.49 , 13.92

 Glasser, M., 10.75
 Glassgold, I. L., 4.95
 Glucklich, J., 9.132
 Goldbeck, A. J., 3.29
 Goldman, A., 13.50
 Gohi, S., 2.8 , 11.81
 Gonnerman, H. F., 2.4 , 7.10 ,
 8.75 , 12.5 ,
 12.40 ,
 Goodsall, G. D., 4.84
 Goodwin, S. E., 8.110
 Gopalakrishnan, K. S., 9.45
 Gorse, J.-F., 13.68
 Goto, S., 8.113
 Goto, Y., 8.51
 Gottlieb, S., 8
 Gouda, G. R., 1.89 , 6.34

 Gourdin, P., 1.57
 Graham, J. R., 12.106
 Gramlich, C., 10.8
 Gray, W. H., 7.50
 Gregory, R., 7.54
 Green, H., 6.61, 7.52
 Greening, N. R., 1.50 , 5.45
 Greer, W. C. Jr., 12.115 , 14.2
 Grieb, W. E., 12.48
 Grief, J. J., 9.33
 Griffith, A. A., 290, 291, 6.17
 Grossman, J. S., 12.114
 Groves, G. W., 6.81
 Grudemo, A., 6.33
 Gruenwald, E., 6.51
 Grzybowski, M., 9.79
 Gu, P., 3.80 , 10.118
 Guidali, E., 6.92 , 13.89
 Guo, Z.-H., 6.85 , 9.61
 Gustafarro, A. H., 8.103
 Gutt, W., 2.78
 Gutteridge, W. A., 7.3
 Guruswami, A., 9.134

 Haddad, R., 7.31
 Haisman, B., 7.53
 Halabe, U. B., 7.27
 Hall, C., 10.98 , 12.83
 Hamabe, K., 5.8
 Hammer, T. A., 13.86
 Hammond, E., 7.74
 Hanaor, A., 10.50
 Hanayneh, B. J., 4.90
 Hanehara, S., 2.20
 Hanna, B., 13.39
 Hanna, E., 5.17
 Hanna, W. C., 10.1
 Harmant, D. J., 6.40, 8.101
 , 12.86
 Hansen, H., 12.58
 Hansen, T. C., 8.114, 9.52
 , 9.53 ,
 9.129 , 10.106 , 13.16
 Hansen, W., 9.72 , 9.83
 , 9.144
 Hansen, W. C., 1.21 , 3.47
 Hanson, J. A., 8.79 , 14.33
 Hansson, C. M., 7.30
 Hansson, I. L. H., 7.30
 Haque, N. M., 12.90
 Harada, T., 8.98
 Hard, R., 4.58
 Hardcastle, J., 7.29 , 10.92

 Harding, H. M., 7.64 , 7.99 ,
 9.34 , 12.109

- Hardman, M. P., 5.44
Harmathy, T. Z., 8.33
Harper, F. C., 8.90
Harris, P., 1.93
Harrison, T. A., 1.88 , 7.8
Harrison, W. H., 3.55 , 11.76
Harsh, S., 9.60
Hasanain, G. S., 8.20
Hass, W. E., 1. 13, 3.14
Haug, M. D., 4.102 , 4.106
Hausmann, D. A., 7.69
Havdahl, J., 13.129
Hayashi, M., 6.101
Hayes, J. C., 1.13 , 1.28 , 1.48
, 10.5
Hearn, N., 6.113, 6.115
Hegner, R., 14.21
Heijnen, W. M. M., 10.122
Heller, L., 10.91
Helmuth, R. A., 8.77 ,
8.100 , 11.6 , 11.17 ,
13.156
Henry, R. L., 7.72 , 10.12
Hermann, V., 9.68
Hertz, K. D., 8.47
Hester, W. T., 4.98, 7.86
, 12.53 , 13.100
Hewlett, P. C., 4.119 , 5.33
, 5.39 , 14.6
Higginson, E. C., 3.51 ,12.76)
Highway Research Board, 3.32 ,
11.21
Hilal, M. S., 4.103
Hill Betancourt, G., 4.48
Hilsdorf, H. K., 4.81 , 6.37 ,
6.78 , 9.111 ,
12.56
Hime, W. G., 1.51 , 4.38, 4.108
, 11.40
Hirst, G., 9.140
Ho, D. W. S., 7.5, 10.36 ,
11.80
Ho ' N. Y., 4.85
Hoadley, P. G., 4.45
Hoarty, J. T., 11.38
Hobbs, D. W., 2.75 , 3.82 ,
3.83 , 3.88, 6.45,
6.46 , 6.47 ,
, 6.75 , 9.16 ,
10.66 , 10.128 ,
13.10
Hobbs, J. M., 10.16
Hoff, G. C., 9.85 , 11.88 ,
13.151
Hogan, F. J., 13.132
Holland, T. C., 4.32 , 4.100 ,
13.40
Holm, T. A., 13.104 , 13.143
Hooton, R. D., 6.113 , 6.115 ,
9.92 , 10.109 , 13.49
, 13.128
Hope, B. B., 9.134
Horiguchi, K., 10.65 , 13.13
Houghton, D. L., 9.46
Houk, I. E., 9.46
Houst, Y. F., 9.104
Hover, K. C., 6.91 , 6.114 ,
6.116 , 9.62 , 10.46 ,
11.41 , 13.71
Howdyshell, P. A., 4.77
Hsu, T. C., 6.76 , 6.86
, 7.87 , 7.90
Huang, C.-Y., 13.52
Hudec, P. P., 11.96
Huct, C., 7.26
Hughes, B. P., 2.62 , 3.41 , 7.18
, 7.26 , 7.54
, 10.78
Hulsbos, C. L., 7.46
Hummel, A., 6.3
Hussain, S. E., 11.62
Hussey, A. V., 2.16
Ibrahim, L. A. M., 12.146
ICE-IStructE Joint Committee, 4.17
Ichise, K., 12.50
Worn, G. M., 2.45, 13.23 ,
13.36,13.69
Illingworth, J. R., 4.51
Illston, J. M., 9.154
Imai, S., 7.94
Indelicato, F., 12.78
Inge, J. B., 6.71
Isabelle, H. L., 7.32
Ishida, H., 13.136
Issaad, A., 13.33
Ista, E., 5.15
I Struct E and Concrete Society, 13.84
Itani, R. Y., 4.90
Ivanusec, I., 6.112
Jackson, P. J., 7.16
Jaegermann, C. H., 8.59 , 8.83
, 12.127, 13.101
Jeffery, J. W., 1.20 , 9.20
Jenkins, R. S., 12.126
Jennings, H. M., 4.64
Jensen, A. D., 10. 119
Jensen, J. J., 6.84

- Jeragh, A. A., 7.96
 Jessop, E. L., 9.135
 Jésus, B., 11.77
 Johansen, R., 9.137
 Johansson, A., 4.50, 4.59

 Johansson, L., 8.109
 Johnson, I., 2
 Johnson, R. A., 10.115
 Johnston, C. D., 13.60
 Jolicoeur, C., 5.21, 11.51

 Jones, F. E., 1.39
 Jones, R., 6.19, 6.23
 , 9.12, 12.13
 Jordaan, I. J., 7.58
 Jornet, A., 13.89
 JSCE, 13.42
 Jumppanen, U.-M., 8.43
 Jurecka, W., 4.26
 Justnes, H., 13.129

 Kabeya, H., 11.75
 Kadletek, V., 12.9t
 Kahallaf, T. A., 8.20
 Kaminski, M., 1.83
 Kanda, T., 8.57
 Kantro, D. L., 1.49, 4.105,
 5.54
 Kaplan, M. F., 3.3, 3.4,
 , 6.19,
 6.25, 6.31
 Karl, S., 13.103
 Kasai, Y., 4.93
 Kausel, E. A., 7.27
 Kawakami, H., 6.41
 Kazizaki, M., 4.118, 6.58
 (271), 9.95, 13.81

 Keen, R. A., 12.43
 Keene, P. W., 6.30, 9.11, 9.25
 9.29, 11.99,
 12.22
 Kelham, S., 10.60
 Kelley, A., 2.47
 Kelly, J. W., 196, 1.36, 4.6,
 , 9.54
 Kempster, E., 3.52, 4.30, 4.31

 Kenington, H. W., 2.22, 9.123
 Kenn, M. J., 10.17, 10.19
 Kennedy, J. B., 210, 641, 14.31
 Kesler, C. E., 7.44, 7.48,
 9.86, 10.105, 12.14
 Kettle, R., 10.37
 Khalil, S. M., 1.70, 5.43

 Khan, T. S., 8.25, 9.82
 Khang, M.-H., 11.97
 Khayat, K. H., 2.71, 4.98,
 13.57, 13.158
 Khoury, G. A., 8.46, 8.112,
 9.147, 10.134
 Kielland, A., 12.58
 Kikukawa, H., 4.107
 Killoch, D. G., 7.3, 10.61
 Kilpi, E., 8.12
 King, J. W. H., 12.12, 12.46
 King, T. M. J., 6.39
 Kirkaldy, J. F., 124
 Kirkham, R. H. H., 3.10
 Kishar, E. A., 4.103
 Kjellsen, K. O., 8.74, 11.39,
 13.3
 Klaiber, F. W., 7.98
 Klieger, P., 4.8, 6.43,
 6.44, 7.77, 8.70
 , 9.7, 11.12
 , 11.13, 11.14
 , 13.14
 Knab, L. I., 6.71, 7.92
 Knöfel, D., 1.67
 Knudsen, T., 1.68
 Kobayashi, K., 10.110
 Kobayashi, S., 4.68
 Koch, R., 12.68
 Kohno, K., 2.23, 2.61
 Kajioka, Y., 4.87
 Kokubu, M., 9.8
 Kolek, J., 4.18
 Kollek, J. J., 10.53
 Komlos, K., 6.103
 Kong, H. L., 10.70
 König, G., 13.72
 Kordina, K., 9.111
 Korhonen, C. J., 5.9, 8.17
 Kosteniuk, P. W., 4.80
 Kowalczyk, R., 12.68
 Koyluoglu, O. S., 12.148
 Kozeliski, F. A., 4.83
 Kozirev, S. P., 10.18
 Krell, J., 14.9
 Krenchel, H., 9.64
 Kress, V., 11.47
 Krishnan, S., 9.44
 Kristensen, L., 8.114
 Krokosky, E. M., 6.72
 Kronlöf, A., 3.85
 Kruger, D., 8.35
 Krzywoblocka-Laurow, R., 3.54
 Kuczynski, W., 6.24
 Kukko, H., 8.12, 13.76
 Kupfer, H., 6.78, 12.56
 Kurita, M., 8.19

- Kurtz, G. K., 10.12
 Kusaka, M., 9.101
 Kutti, T., 7.61
- LaBonde, E. G., 1.51
 Lachance, L., 12.57
 Lafuma, H., 2.14
 Lai, P. S. H., 13.1
 Lambert, P., 11.64
 Lamberton, B. A., 4.63
 Lambotte, H., 9.138
 Lammiman, S. A., 5.44
 Lammke, A., 11.83
 Lamond, J. F., 12.119
 Lane, D. S., 14.3
 Lane, R. O., 4.79 , 10.32
 Lankard, D. R., 8.111
 Laplante, P., 10.38 , 11.35 ,
 13.74
 Larbi, L. A., 6.57 , 10.49,
 13.46
 Larive, C., 13.75
 Lauer, K. R., 10.79
 Lauritzen, E. K., 3.35
 Law, K. S., 12.61
 Lawrence, C. D., 1.52 , 10.52
 Lawrence, F. V., 5.37
 Lea, F. M., 1.1
 , 1.14 ,
 1.38 , 1.39 , 1.42 , 2.6
 , 2.15 , 2.83
 , 4.9 , 5.6, 6.20
 , 7.41 , 8.1 , 8.7
 , 9.19
 , 9.22 ,
 10.7
- Leber, I., 10.104
 Le Camus, B., 9.119
 Le Chatelier, H., pags. 9, 10, 23, 24,
 34, 36, 49, 64
 Lecomte, A., 3.87
 Ledbetter, W. B., 1.93 , 3.68 ,
 4.64
 Lee, D.-Y., 7.98
 Lee, M. K., 13.107
 Lee, S. C., 4.88
 Legatski, L. A., 13.144
 Lenschow, R., 6.84
 Lerch, W., 1.7 , 1.30, 1.32
 , 1.41, 1.46 ,
 2.4 , 3.34 , 7.10 , 7.37
 , 9.15 , 9.28
- Lessard, M., 13.63 , 13.135
 , 14.15
 Lew, H. S., 6.50, 6.55 ,
 6.99, 6.105
 Lewandowski, R., 13.29
 Lewis, R. K., 10.36 , 11.80
 L'Hermite, R., 6.22 , 9.14
 9.33 , 9.55
 12.8
 Lhopitallier, P., 2.32
 Lisk, W. E. A., 4.27
 Liszka, W. Z., 9.141
 Litvan, G. G., 11.49
 Litvin, A., 4.91 , 7.22 ,
 8.110
 Liu, D., 6.68
 Liu, T. C., 10.39 , 12.89
 Liu, W.-Y., 12.87
 Lloyd, J. P., 7.44
 Loat, D. R., 2.36 , 9.41
 Lobo, C., 1.69 , 9.89
 Loke, Y. O., 13.120
 Loo, Y. H., 9.102 , 12.132
 Lorman, W. R., 9.31
 Lossier, H., 9.2
 Lott, J. L., 7.44
 Loudon, A. G., 3.17 , 7.68 ,
 8.97
 Lowe, P. G., 6.36
 Ludirdja, D., 10.123
 Lukas, J., 8.107
 Luke, K., 5.17
 Luther, M. D., 4.32, 9.144 ,
 13.40
 Lydon, F. D., 9.70
 13.111
 Lynsdale, C. J., 2.38
- McCarter, J., 7.19
 McCoy, W. J., 1.58 , 4.16 , 4.33
- McCurich, L. H., 5.44
 McDonald, J. E., 8.10, 12.89
 MacGregor, J. G., 5.21 ,
 1 t.51 , 12.27 ,
 12.121
 McHenry, D., 9.126, 12.26
 MacInnis, C., 4.80, 11.26 ,
 11.96
 McIntosh, J. D., 3.9, 3.24 ,
 3.25 , 3.27
 13.154
 McKisson, R. L., 7.57
 McLaughlin, J. F., 7.50
 McMillan, F. R., 7.39
 McNamara, C. C., 12.38
 McNicholl, D. P., 14.23
 McVay, M. C., 10.69

- Madandoust, R., 12.137
 Mahmood, K., 8.20
 Mailer, H., 12.79
 Majumdar, A. J., 2.73
 Male, P., 13.38
 Malier, Y., 13.93
 Malhotra, H. L., 8.95
 Malhotra, V. M., 2.39 , 2.41 ,
 2.52 , 2.69 , 3.84 ,
 5.14 , 5.18 , 5.40 ,
 5.47 , 8.42 , 8.45
 , 10.45 , 10.113
 , 10.117 , 10.120 ,
 12.64 , 12.99
 , 12.107 , 12.113 ,
 12.145 , 13.7 , 13.35
 , 13.58 , 13.124
 , 13.153
 Malinowski, R., 4.54
 Malivaganam, P., 5.2
 Mamillan, M., 8.37
 Maney, G. A., 9.120
 Mangialardi, T., 5.30, 5.32
 Mann, H. M., 1.26 , 10.2 ,
 10.4 , 10.5 ,
 11.1
 Mansur, M. A., 6.86
 Manzione, C., 10.69
 Mar&chal, J. C., 8.104 , 9.136
 Marsh, B. K., 6.69 , 13.21
 Martin, H., 2.48
 Martin-Calle, S., 2.53
 Marzouk, H. M., 2.55
 Maser, K. R., 7.27
 Maso, J. C., 6.93 , 6.96
 Mass, G. R., 4.72
 Massazza, F., 1.90, 2.77 , 5.13

 Matala, S., 13.76
 Mather, B., 3.77 , 5.53 , 6.62
 , 6.77 , 7.6 , 8.67
 , 9.87 , 9.90 , 10.25
 , 10.81 , 10.88 ,
 11.27 , 11.30 , 11.31
 , 11.79 , 13.17
 Mather, K., 9.50 , 9.85 ,
 10.76 , 10.85 , 12.118

 Matthews, D. D., 3.18, 4.1 ,
 , 10.63 , 10.133

 Mattison, E. N., 4.20
 Mattock, A. H., 9.53
 Maydi, P., 13.87
 Mayfield, B., 12.147 , 13.96

 Mays, G. C., 13.140
 Mazlum, F., 2.28
 Mehaffey, J. R., 8.33
 Mehta, P. K., 1.76, 2.26 ,
 6.107 , 10.83 , 13.22
 , 13.64 , 13.78
 Meininger, R. C., 3.63 , 3.75
 , 4.28 8.25 ,
 9.82 , 12.2 , 12.83 ,
 13.133
 Melis, L. M., 12.131
 Mensi, R., 9.75
 Menzel, U., 8.36
 Menzies, J. B., 2.84
 Meusel, J. W., 13.132
 Meyer, A., 5.42 , 5.46, 6.83
 , 10.108
 Meyer, A. H., 12.131
 Meyer, L. M., 4.60
 Meyers, S. L., 8.88 , 8.94
 Miao, B., 13.65
 MichAis, W., 34, 35
 Midgley, H. G., 2.46 , 3.12
 , 3.46
 Mielenz, R. C., 3.33 , 3.39
 Mills, R. H., 6.115 , 12.32
 Miner, M. A., 7.88
 Mitsuda, T., 13.136
 Mitsui, K., 5.35
 Mittelacher, M., 4.52 , 8.24
 Miura, T., 8.50 , 8.51
 Miyazawa, S., 9.88
 Mlaker, P. F., 12.66
 Mohamedbhai, G. T. G., 8.44
 Moir, G. K., 10.60
 Moksnes, J., 12.95
 Moller, G., 8.68 , 11.3
 Monfore, G. E., 2.30 , 7.70
 Monteiro, P. J. M., 6.93 ,
 6.107
 Montens, S., 13.83
 Mor, A., 4.39 , 5.23 , 7.86
 13.100
 Morgan, D. R., 4.94 , 4.96
 Morlier, P., 9.145
 Moukwa, M., 11.96
 Mozer, J. D., 10.105
 Miihlethaler, U., 6.92 , 13.89
 Muir, C. H. D., 13.154
 Mullarky, J. 1., 11.28
 Mullen, W. G., 8.89
 Müller, O. H., 3.58
 Mullins, G. M., 11.54
 Munday, J. G. 1., 4.85
 Murata, J., 4.107 , 13.147
 Murdock, J. W., 7.47 ,

- 12.14
Murdock, L. J., 3.19
Murphy, C. K., 13.155
Murphy, F. G., 6.108
Murphy, W. F., 12.103
Mustafa, M. A., 8.22
Mutin, J. C., 1.92
- Naaman, A. E., 9.36
Nagahama, K., 8.28 , 11.71
Nagaraj, C. N., 8.78
Nagele, F., 4.81
Naik, T. R., 4.86
Najjar, W. S., 6.116, 9.62
Nakada, M., 1.18
Nanni, A., 8.15
Narum, T., 13.86
Nasser, K. W., 2.55 , 4.41 ,
4.42 , 4.102 , 4.106,
8.56 , 8.102, 9.116
, 9.153 , 12.88,
12.130 , 12.145 ,
13.1 , 13.11
Natale, J., 13.2
National Ready-Mixed Concrete
Association, 3.11 , 4.2,
188),6.2 ,8.63,12.75
Neal, J. A., 7.48
Nelissen, L. J. M., 6.9
Nelson, F. L., 7.85
Neubarth, F., 4.44
Neville, A. M., pags. 63, 144, 149,
2.5 2.17 , 2.18 , 2.22
, 2.33 , 2.49 ,
5.41, 6.4 , 6.10
, 6.14 , 6.15 ,
6.18 , 7.17 , 7.3 3 ,
7.45 , 8.2 , 8.102 ,
9.35 , 9.40 , 9.43
, 9.45 , 9.71
, 9.84 , 9.105
, 9.108 , 9.109 ,
9.110 , 9.112 , 9.113
, 9.115 ,
9.116, 9.117
9.121 , 9.123,
9.124 , 9.128, 9.130
, 9.133, 9.134 ,
9.135 , 9.139 , 9.140
, 9.141 ,
9.142 , 9.143 , 10.13
11.24, 11.37 , 12.2
12.3 , 12.4 ,
, 12.18 , 12.35 ,
12.41 , 12.42 , 12.65
, 13.79,
- 14.26, 14.31 , 14.35
- Newman, A. J., 3.21
Newman, J. B., 6.46 ,
7.101
Newman, K., 3.8 , 6.52 ,
12.15 , 12.57
Newlon, H. H., 14.30
Nichols, F. P., 3.89, 4.37
Nielsen, K. E. C., 12.58
Nielsen, L. F., 6.59
Niki, T., 6.58
Nilsen, A. U., 12.117
Nilson, A. H., 6.54
Nilsson, L.-O., 10.59 , 11.68
Nilsson, S., 12.144
Nireki, T., 11.75
Nischer, P., 7.7 , 10.62
Nixon, P. J., 7.20 , 7.29 ,
10.92 , 13.27
Nmai, C. K., 11.73
Nomaci, H., 5.8
Nonat, A., 1.92
Novinson, T., 2.57
Novokshchenov, V., 13.77
Nurse, R. W., 22, 23, 24, 25, 2.10
- Oberholster, R. E., 3.81
O'Cleary, D. P., 12.19
Odler, I., 1.62 , 1.65 , 1.74
1.79 , 6.63 , 6.64
, 9.48 , 10.75 ,
13.19
Ogawa, K., 2.20
Oglesby, J. R., 7.13
Oh, B. H., 7.100
Okajima, T., 12.50
Okkenhaug, K., 11.46
Olek, J., 1.69 9.90 , 9.103
Ollivier, J. P., 3.79 , 6.93
, 10.136 , 13.39
- Olsen, N. H., 9.64
Oluokun, F. A., 6.106,9.94
Ople, F. S. Jr., 7.46
Orbison, J. G., 10.70
Ore, E. L., 3.51 , 12.76
Orndorff, R. L., 8.80
Orowan, E., 6.16
Osbaeck, B., 1.95 , 13.114
Osborne, G. J., 10.24 10.64 ,
10.80
Ozell, A. M., 7.51
Ozetkin, J., 12.120
Ozol, M. A., 3.65
Ozyildirim, C., 11.53

- Page, C. L., 2.8 , 7.101 , 11.64
 , 11.81 , 11.85 ,
 13.139
- Paillière, A. M., 5.19, 10.89,
 10.90
- Painter, K. E., 8.45
- Pairon, J., 5.16
- Pama, R. P., 2.80
- Paolini, A. E., 5.30 , 5.32 ,
 10.82
- Papadakis, V. G., 10.35 , 10.56
 , 10.130
- Papayianni, J., 13.20, 13.157
- Paramasivram, P., 13.120
- Parker, D. G., 2.68
- Parker, J., 2
- Parker, T. W., 2.13
- Parrott, L. J., 7.2 , 7.3 , 10.55
 , 10.61
- Patel, R. G., 7.3
- Paulon, V. A., 2.60
- Pauri, M., 2.76
- Pearson, R. 1., 6.98
- Penkala, B., 3.54
- Peppler, R. B., 1.73
- Péra, J., 2.53
- Perenchio, W. F., 4.60, 11.40 ,
 11.47
- Perraton, D., 5.17
- Perry, C., 6.38
- Perry, S. H., 7.80 , 7.91
- Petersen, C. G., 12.139
- Petersons, N., 4.58 , 4.59,
 , 12.67 , 12.104
 , 14.32
- Petersson, Ö., 4.115
- Petschnig, F., 8.26
- Pettersson, K., 11.65
- Pfeifer, D. W., 11.40
- Philleo, R. E., 8.92, 9.1,
 10.87 , 11.36 , 12.63
 , 13.88
- Piasta, J., 3.54
- Piatek, Z., 12.60
- Pickard, S. S., 4.109
- Pickett, G., 9.23 , 9.27 ,
 10.100
- Pierson, C. U., 11.19
- Pigeon, M., 11.34 , 11.35,
 11.44 , 11.45 , 11.57
 , 11.59, 11.60,
 11.61 , 13.66 , 13.67
- Pihlajavaara, S. E., 9.51 , 9.56
 , 9.58
- Ping, X., 6.95
- Pister, K. S., 6.79
- Plante, P., 11.45 , 11.57
- Plowman, J. M., 6.42 ,
 12.102
- Pohunda, C. A. F., 13.2
- Polivka, M., 4.6 , 8.49 ,
 , 9.3, 9.4
- Pomeroy, C. D., 6.45 , 6.46
 , 6.119
- Pöntinen, D., 7.89
- Poole, A. B., 3.61, 3.62
- Poole, T. S., 7.12
- Poon, S. M., 6.120
- Popovics, J. S., 12.142
- Popovics, S., 3.49 , 6.80, 9.57
 , 12.51 , 12.142
- Popp, C., 7.67
- Powers, T. C., 46, 1.10 , 1.22 ,
 , 1.23 1.24
 , 1.26 , 1.27 ,
 3.30 , 4.5 , 4.10 , 6.5
 , 6.6 , 6.7
 , 6.8 , 7.36
 , 8.91 , 9.18
 , 10.2
 , 10.3, 10.4,
 10.5 , 11. t,
 11.4 , 11.5
 , 11.8 , 11.15 ,
 , 11.17 , 11.20
- Pratt, P. L., 13.5
- Pr&vost, J., 11.59
- Price, W. F., 4.99
- Price, W. H., 21, 1.43, 2.3,
 2.63 , 6.11 ,
 , 7.11 , 8.11 ,
 12.28
- Prior, A E., 5.27 , IOA4
- Prôt, M., 12.37
- Puch, C., 13.68
- Quinion, D. W., 2.42
- Radjy, F. F., 13.62
- Radkevich, B. L., 12.59
- Rahman, A. A., 6.70
- Raithby, K. D., 7.59 , 7.64 ,
 7.99 , 12.109
- Rajagopalan, K. S., 8.85
- Raju, N. K., 7.43
- Ramachandran, V. S., 1.66 , 1.86
 , 1.87 , 2.74 ,
 4.62 , 5.3, 5.12
 , 5.51 , 6.65
 , 10.23
- Ramakrishnan, V., 5.18

Ramaswamy, S. D., 13.155
Ramirez, J. A., 12.138
Ramme, B. W., 4.86
Randall, V. R., 13.97
Ranisch, E.-H., 11.52
Raphael, J. M., 6.110 , 9.24 ,
12.52
Rasheeduzzafar, 10. 114 , 11.62
11.69 , 13.48
Rauen, A., 2.48
Raupach, N., 1 t.90
Raverdy, M., 10.90
Ravina, D., 4.39 , 5.23 , 8.9
9.47
Reading, T. J., 9.78
Rear, K., 5.20
Regourd, M., 1.91 , 5.5, 6.102
13.53
Reichard, T. W., 6.50 , 6.55
9.49
Reinhardt, H. W., 7.93
Reinitz, R. C., 4.22
Reis, E. E., 10.105
Relis, M., 1.93
Rommel, G., 13.70
Reuter, C., 7.28
Revie, W. A., 3.69
Rezk, N. M., 4.42
Rhoades, R., 3.39
Riad, N., 8.52
Richard, P., 13.82
Richards, M. R., 8.38 , 13.108
Richardson, D. N., 8.58 , 12.55
12.73
Rigg, E. H., 11.87
RILEM, 1.77 , 2.24, 8.105 ,
10.54 , 10.68 , 12.141
13.137
Ritchie, D. J., 7.5
Rixom, M. R., 5.2,5.39
Road Research Laboratory, 3.7,
3.23 , 4.3
Robins, P. J., 8.38 , 13.33 ,
13.108 , 13.127
Robson, T. D., 2.16 , 2.8 t
7.74
Rocco, C., 6.88
Roeder, A. R., 3.44
Roelfstra, P. E., 9.149
Romb6, L., 10.26
Ronning, H. H., 10.40
Ross, A. D., 7.38 , 9.32 , 9.107
9.122 , 9.125
Ross, C. A., 7.81
Rossetti, V. A., 10.82
Rossi, P., 7.79 , 9.148 , 12.80
12.97
Rössler, M., 6.63 6.64
Rostdsy, F. S., 11.52
Roten, J. E., 8.80
Roy, D. M., 1.89 , 2.27, 6.34
8.113 , 10.97
13.8 , 13.9,
13.36
Rudd, A., 5.22
Rasch, H., 6.78 , 9.111
12.36 , 12.56
14.28
Russell, H. G., 9.156
Rutledge, S. E., 9.110
Ryshkewich, E., 6.73
Saad, M. N. A., 2.60
Saatci, A. M., 4.40
Sadegzadeh, M., 10.37
Saemann, J. C., 7.1
Saint-Dizier, E., 9.63
Saito, M., 7.94
Sakai, K., 5.8 13.34
Sakurai, H., 6.101
Sakuramoto, F., 8.57
Sakuta, M., 10.138
Samaha, H. R., 11.41
Samarai, A A., 3.59, 5.18
Sandvik, M., B.59
Santeray, R., 1.94
Santiago, S. D., 6.37
Sarkar, S. L., 1.91,5.5, t3.74
Sarshar, R., 8.112
Sasaki, K., 13.136
Sasiadek, S., 4.121
Sau, P. L., 8.18 , 9.59
Saucier, F., 11.44 , 11.57
Saucier, K. L., 12.82
Saul, A. G. A., 5.25 , 6.29 ,
8.72
Scanlon, J. M., 8.10 , 8.13
Schaller, 1., 6.109
Schickert, G., 12.85
Schiessi, P., 2.48 , 4.66 ,
7.28 , 11.90
Schiller, K. K., 6.1
Schlude, F., 1.64
Schmidt, E., 624
Schmidt, R., 4.66
Schneider, U., 10.95
Scholer, C. F., 5.38
Schubert, P., 2.65 , 10.107

- 10.137
Schutz, R., 12.111
Schwamborn, B., 4.112
Scott, B. M., 7.78
Seabrook, P. T., 4.101
Seegebrecht, G. W., 4.91 , 11.55
Seligmann, P., 1.50,1.54,5.45
Sellevold, E. J., 9.81 , 13.62
Senbetta, E., 7.4
Sereda, P. J., 1.53 , 10.23
Serrano, J. J., 5.19 , 10.90
Sersale, R., 1.78 , 6.66
Shacklock, B. W., 3.15 , 3.22
, 3.26 , 6.12 ,
6.30, 9.11, 9.25,
, 12.22 , 12.44
Shah, S. P., 6.87 , 9.36 ,
9.42, 9.64 , 9.79 ,
12.54
Shah, V. K., 8.23 , 9.69
Shalon, R., 4.22 , 8.9 ,
8.62 , 9.47
Sharp, J. H., 2.40 , 2.72
Shayan, A., 3.76
Sheikh, S. A., 9.92
Shen, Z., 9.60
Shergold, F. A., 3.1 , 3.40
Sherriff, T., 12.102
Shi, X. P., 7.84
Shideler, J. J., 5.24 , 8.73 , 9.6
, 9.30 , 9.38 , 10.103
, 12.27
Shima, K., 12.49
Shilstone, J. M., Snr., 4.111
Shkoukani, H. T., 9.158
Short, N. R., 11.85
Shoya, M., 9.76
Shuman, L., 6.28
Siebel, E., 11.100 , 13.102
Siemes, A. I M., 7.65
Silva, M. R., 10.73
Simard, J.-M., 11.59
Singh, B., 2.73
Singh, B. G., 6.13
Singh, S. P., 6.10 , 11.24
Sinha, A. K., 8.78
Sivasundaram, V., 2.69 ,13.35
Skalny, J., 1.62 1.65
Skinner, W. J., 12.39
Slate, F. O., 6.53 , 6.54, 6.76
, 6.90 , 6.91 ,
9.66 , 13.71
Sliwinski, M., 4.121
Smadi, M. M., 6.90 , 9.66
Smeplass, S., 4.110 , 13.86
Smith, F. L., 10.20
Smith, M. A., 10.24
Smith, P., 8.6 ,12.69 ,12.70
Smith, W. F., 12.102
Smithson, L. D., 10.69
Snyder, M. J., 8.111
Soeda, M., 13.61
Sohui, M., 10.57
Soleit, A. K. O., 7.18
Soles, I A., 3.84 , 10.113 ,
10.120
Sommer, H., 7.60 , 11.29
Soongswang, P., 3.67
Sorensen, B., 11.65
Soroka, I., 8.83
Soshiroda, T., 4.65
Sotoodehnia, A., 7.27
Sparks, P. R., 7.97
Spetla, Z., 12.91
Spinks, J. W. T., 1.17
Spoonner, D. C., 6.45, 6.119
Sprinkel, M. M., 11.53
Sprouse, J. H., 1.73
Stacey, E. F., 7.68, 8.97
Stark, D., 10.121 , 11.25
Starke, H. R., 1.33 , 1.35
Staunton, M. M., 9.133
Steinour, H. H., 1.6 , 1.16
, 1.33 , 1.35 , 3.30
, 4.11 , 4.15 ,
10.101
St. George, M., 13.117
Stock, A. F., 6.40
Stoll, U. W., 2.11
Stone, W. C., 12.136
Strategic Highway Research Program,
2.37 , 3.78 , 11.84
, 11.86 , 13.98 ,
13.99 , 14.14
Sturman, G. M., 6.76
Sturup, V. R., 12.62
Stutzman, P. E., 13.45
STUVO, 10.127 , H.89
Su, E. C. M., 6.86 ,7.87
Suaris, W., 12.54
Sugiki, R., 8.86
Sullivan, P. I E., 8.46 , 9.147 ,
10.50
Suzuki, K., 8.57 , 10.110
Svenkerud, P. J., 13.122
Swamy, R. N., 9.39 , 9.106 ,
13.6
Swayze, M. A., 1.4,9.13 ,9.26
Swenson, E. G., 3.48 , 8.69
Sybertz, F., 2.25
Szypula, A., 12.114

- Taerwe, L., 9.114
 Takabayashi, T., 9.9
 Takeda, J., 8.98
 Takeuchi, H., 8.15
 Takhar, S. S., 7.58
 Tam, C. T., 12.110 , 12.132 ,
 13.145
 Tan, C. W., 12.132
 Tan, K., 11.97
 Tan, S. A., 7.84
 Tanaka, S., 9.101, 9.151
 Tang, L., 10.59 , 11.68
 Tank, R. C., 6.97
 Tarrant, A. G., 12.9 , 12.10
 Tasuji, M. E., 6.54
 Tattersall, G. H., 4.43
 Tayabji, S., 11.55
 Taylor, H. F. W., 1. 15 , 1.20
 , 1.84 , 9.20
 Tazawa, E., 9.88, 9.151
 Tedesco, J. W., 7.81
 Teller, E., 1.45 ,3.13 ,9.5
 Teodoru, G. V., 12.143
 Tepfers, R., 7.61 , 7.62 , 7.63
 Testolin, M., 1.90 , 5.13

 Teychenn&, D. C., 2.51, 3.21
 , 3.71 , 7.56
 Thaulow, N., 3.60 , 10.119 ,
 , 13.23
 Thaulow, S., 12.58
 Thomas, A., 3.87
 Thomas, K., 4.27
 Thomas, M.D. A., 10.63 ,13.113
 Thomas, N. L., 5.50
 Thompson, P. Y., 7.81
 Thornton, H. T., 10.27
 Thorvaldson, T., 1.17 , 8.76 ,

 Tia, M., 3.67
 Tiede, H., 12.70
 Tikalsky, P. J., 10.77 , 13.25,
 13.31
 Tippet, L. H. C., 12.34
 Tognon, G. P., 8.29
 Torrent, R. J., 12.92
 Torrenti, J.-M., 9.74
 Traina, L. A., 7.96
 Tritthart, J., 11.65 , 11.66 ,
 7.34
 Troxell, G. E., 1.36, 9.24 ,

 Trillb, U., 8.106
 Tshikawa, T., 12.50
 Tsuji, Y., 8.15
 Tucker, J., 6.28

 Turner, F. H., 9.155
 Tuthill, L. H., 7.39 , 10.11 ,
 10.31 , 11.32
 Tuutti, K., 4.50 , 4.59 ,
 Tyler, I. L., 4.12

 Uchida, S., 2.20
 Uchikawa, H., 2.20
 Uno, Y., 10.110
 U.S. Army Corps of Engineers, 4.117
 , 7.40 , 8.30 , 10.15
 , 12.81
 U.S. Bureau of Reclamation, 468,1.44 ,
 2.1 , 2.34 , 3.74
 , 4.7,
 , 4.97 , 6.26 ,
 8.8 , 8.71 , 9.118,
 , 9.127, 10.43 ,
 11.10 , 11.11 ,
 11.16 , 12.7 , 12.17
 , 12.77
 Uyan, M., 2.28

 Valenta, O., 10.48
 Valiasis, T., 13.20
 Valore, R. C., 13.149
 van Aardt, I H. P., 10.9 ,
 10.10
 van der Wegen, G., 9.10
 van Leeuwen, J., 7.65
 Vassic, P. R. W., 11.64
 Vayenas, C. G., 10.35 , 10.56,
 10.130
 Vecchio, F. J., 12.62
 VenecAnin, S. D., 8.34
 Vennesland, O., 10.86 , 13.139
 Verbeck, G. J., 1.25 , 1.34,
 , 1.49 , 1.55 , 2.30
 , 3.14, 6.32, 8.77
 , 8.84 , 9.37
 , 10.8 , 10.102 ,
 11.9 , 11.12 , 11.13
 , 11.63
 Verhasselt, A., 5.15 , 5.16
 V&zina, D., 10.38
 Vicat, L., 49, 50
 Viguier, C., 9.145
 Virmani, Y. P., 11.93
 Virtanen, J., 13.37
 Vivian, H. E., 10.6
 Volant, D., 1.91 , 5.5
 Vollick, C. A., 4.19 , 5.28
 Von Euw, M., 1.57
 Vuorinen, J., 10.47 , 11.23

 Wagner, F. T., 12.83

- Wagner, L. A.,
Wainwright, P. J., 91, 2.49 ,5.41
Walker, H. N., 3.70
Walker, S., 1.37 , 3.5, 3.16
, 6.60 , 7.42 , 8.89
, 12.23 ,
, 12.31, 12.45
Walker, W. R., 3.15
Wallace, G. B., 3.51 ,12.76
Wallevik, O. H., 4.104
Walz, K., 6.49
Wang, C.-Z., 6.85
Wang, H., 10. 116
Wang, P. T., 9.36
Ward, M. A., 1.70, 5.43 , 6. 10
, 9.135, 11.24
Warner, R. F., 7.49
Warnock, A. C. C., 7.25
Washa, G. W., 6.48 , 7.1
Watanabe, H., 5.8
Waters, T., 12.30
Weaver, W. S., 7.32
Weber, J. W., 3.72
Weber, R., 4.29
Welch, G. B., 7.53
Wells, L. S., 1.8
Wenander, H., 4.54
Wendt, K. F., 6.48
Werner, G., 12.6
Wesche, K., 10.107 , 13.26 ,
13.28
Whaley, C. P., 9.139
Whiting, D., 8.110 ,10.51 ,
11.48 , 11.55
Whiting, J. D., 11.26
Whittington, H. W., 7.19
Widdows, S. J., 4.99
Wiebenga, J. G., 12.84
Wierig, HA., 10. 124
Wilde, R., 8.53
Willets, C. H., 12.47
Williams, R. 1. T., 6.40
Williamson, F., 7.32
Willis, R. A., 4.38
Wills, M. H., 1.75
Willson, C., 9.4
Winslow, D., 1.63 ,6.68
Winter, G., 6.76 , 9.42
Wischers, G., 14.9
Witier, P., 12.29
Witte, L. P., 3.33
Wittmann, F. H., 1.64 , 8.107 ,
, 9.149
Wong, B., 14.23
Wood, J. G. M., 10. 115
Wood, S. L., 6.117
Woods, H., 1.33 , 1.35, 2.2,
11.22
Woolf, D. O., 3.6
Wright, P. J. F., 3.2 , 6.27 ,
lt. 18 , 12.11 , 12.20
, 12.24, 12.26
Wu, X., 12.80
Wuerpel, C. E., 3.37
Xi, Y.-P., 9.157
Xie, N.A., 12.87
Xu, Z., 3.80 , 10.118
Yamamoto, Y., 4.68
Yamane, S., 8.98 , 12.116
Yamato, T., 13.61
Yin, W. S., 6.86
Yingling, J., 11.54
Yip, W. E., 12.110
Yonekura, A., 9.101 , 9.151
Yonezawa, T., 4.82
Young, J. F., 1.61 , 1.72, 5.36
, 5.37, 10.44 ,
10.123
Yuan, R. L., 12.112
Yudenfreund, M., 1.62 , 1.65
Yue, L. L., 9.114
Yusof, K. M., 8.22
Zenone, F., 1.78 , 6.66
Zerbino, R., 6.88
Zhang, C.-M., 1.66
Zhang, M.-H., 6.89, 13.51 ,
13.105 , 13.106 ,
13.110 , 13.112
Zhang, X.-Q., 6.85 , 9.61
Zielenkiewicz, W., 1.83
Zielinska, E., 2.44
Zielinski, A. J., 7.93
Zoldners, N. G., 2.52 , 8.93 ,

Índice analítico

A

ácido

- esteárico, 61
- nítrico que ataca al concreto, 354
- oléico, 61
- sulfúrico, 354
- tánico, 94

ácidos hidroxilados carboxílicos, 173

álcali-carbonato, 337

álcalis, 362, 55

- del cemento, 99,101

ángulo

- de incidencia de la radiación solar, 390
- del vértice del tronco del cono, 441

área

- de cribado, 103
- superficial, 16
- superficial del agregado, 108
- superficial del cemento hidratado, 31

ablandamiento por deformación, 234, 289

Abrams, 20

abrasión, 75, 78, 85, 221, 225, 337, 360

absorbencia térmica, 262

absorber energía, 236

- energía de deformación, 237

absorción, 91, 339

- de 24 horas del agregado de peso ligero, 489
- de agua de los agregados, 89
- de agua por parte de los agregados, 90
- de diferentes agregados, 89
- de sonido , 242, 495

del agregado de peso ligero, 488

del agregado de peso normal, 489

del concreto, 338

superficial inicial, 341

abundamiento, 92

de agregado fino, 524

máximo, 92

acabado

de agregado expuesto, 157

excesivo, 386

acción

antibacterial, 181

capilar, 339

de iones agresivos, 337

de los aditivos impermeabilizantes, 181

del cloruro de sodio, 169

del CO₂, 347

del gas de tetrafluoruro de silicio, 354

perjudicial de la congelación y deshielo, 380

puzolánica, 354, 469,471

química del agua de mar, 359,360

retardante, 170,171

retardante del azúcar, 172

aceite

de linaza, 392

retarda el ingreso de la solución descongelante, 392

aceleración

del fraguado, 168

del proceso de hidratación, 469

acelerante

efectivo, 168

libre de cloruros, 169

- acero
 - ahogado, 393
 - de refuerzo, 396
 - presforzado es más vulnerable a la corrosión, 400
 - refuerzo embebido, 520
 - refuerzo transversal reduce la resistencia de los corazones, 430
- acetato de magnesio de calcio, 392
- acrílico, 224
- actividad
 - puzolánica, 470, 58,59
- adecuada pérdida de transmisión, 243
- adecuado para compactarse, 113
- adherencia, 81, 188
 - afectada por los módulos de elasticidad del agregado y de la pasta de cemento hidratada, 492
 - cerámica, 71
 - de las varillas lisas, 216
 - del acero de refuerzo corrugado, 216
 - del cemento y agregado, 188
 - entre el agregado y la matriz, 479
 - mecánica, 197
- adhesión de iones de cloruros, 397
- adición de puzolanas, 169
- adiometría, 443
- aditivo, 45, 60, 250, 526
 - a base de lignosulfonato, 319, 469
 - a base de lignosulfato, 171
 - acelerantes, 168
 - anticongelantes, 281
 - aumento de la fluencia básica, 319
 - clasificación, 167
 - compatibilidad, 182
 - comportamiento, 182
 - con propiedades fluidificantes, 527
 - de inclusión de aire, compatibilidad con cementos expansivos, 312
 - especiales para inclusión de aire, 385
 - impermeabilizantes, 181
 - inclusores de aire, 385
 - influencia en la tendencia de agrietamiento, 308
 - integrales, 51
 - libre de cloruro, 182
 - minerales, 45
 - orgánicos o inorgánicos, 167
 - químicos, 167
 - reductor de agua a base de lignosulfonatos, 476
 - reductor de agua, 175
 - reductores de agua de alto rango, 176
 - reductores de agua son más efectivos, 174
 - reductores de agua y acelerantes, 173
 - reductores de agua, 139, 385
 - retardante, 171
 - y resistividad del concreto, 241
- agentes
 - activos superficiales, 381
 - descongelantes, 391, 519
 - descongelantes aumento de la saturación, 392
 - descongelantes sin cloruros, 392
 - expansivo, 311
 - inclusores de aire, 381
 - intermolido, 54
 - para descongelar, 337
- agregado, 81, 93, 97, 190
 - artificial, 121
 - basáltico, 267
 - combinado, 525
 - con granulometría continua, 118
 - de alta y baja contracción, 301
 - de arenisca, 317
 - de clinker, 486
 - de la costa del mar, 358
 - de lutita expandida, 242
 - de peso ligero, 153, 483, 532
 - de peso ligero, mayor contracción, 302
 - de peso ligero, menor densidad, 292
 - de peso normal, 242
 - disponible, 521
 - escalonado, 117
 - fino, 115, 474, 523, 529, 538
 - fino triturado, 115
 - grueso, 523
 - grueso combinado, 526
 - grueso dragado del mar, 96
 - mejor graduado, 521
 - natural, 75
 - que se contrae, 301
 - seco, 524
 - sobregrado y subgrado, 103
 - sospechoso, 301
- agregados, 82
 - artificiales, 76
 - asociados con el agrietamiento D, 379
 - comunes, porosidad de 0 a 5 por ciento, 378
 - de calizas dolomíticas, 101

- de peso ligero, 121, 485
- de peso ligero, uso en concreto estructural, 487
- en condición de saturado y superficialmente seco, 87
- especiales, 71
- finos de diferentes módulos de finura, 529
- que se contraen, 300
- reactivos con álcalis, 52
- silíceos, 82, 466
- tamaño máximo, 113
- agrietamiento 14, 99, 203, 295, 367, 379, 380, 394, 400, 415, 507
 - causado por contracción y por efectos térmicos tempranos, 216
 - fino, 310
 - interno, 388
 - menudo, 367
 - plástico por asentamiento, 367
 - plástico por contracción, 306, 367, 495
 - por asentamiento plástico, 277, 295
 - por contracción plástica, 276, 295
 - por secado, 276
 - superficial, 256, 298
 - y desconchamiento, 356
- agua, 125
 - evaporable, 298, 299
 - freática, 355, 395
 - intracristalina, 297, 329
 - libre, 24, 148, 190
 - no evaporable, 18, 25
 - para hidratación, 10
 - para restaurar trabajabilidad, 146
 - para usar en el curado, 224
 - que contiene ácidos de humus, 126
 - químicamente combinada, 24
 - requerida para combinación química, 220
 - retenida, 24
 - reversible, 22
 - salobre y el ingreso de cloruros, 399
 - saturada de cal, 23
 - total añadida a un agregado seco, 190
 - total, 190
 - usada para lavar las revolvedoras, 126
- AH3, 66
- aire
 - atrapado, 157, 193
 - incluido y la relación ft /fc, 214
 - incluido, mejora la trabajabilidad, 175
 - incluido, reducción del peligro de segregación, 140
 - incluido, reducción del sangrado, 142
 - incorporado intencionalmente, 380
- aislamiento, 244, 501
 - térmico, 483, 260, 484, 497
- aislante de calor, 485
- ajuste de las proporciones de la mezcla, 435
- ajustes
 - a la mezcla, 529
 - a las proporciones de la mezcla, 529, 534
 - periódicos a las proporciones de la mezcla, 510
- alúmina, 2, 347
- alabeo, 305
- alcalinidad, 56
 - alta del agua de poros, 456
 - muy alta, 33
- algas en el agua de mezclado, 126
- alimentación de la mezcladora, 172
- almacenamiento, 120
 - en agua de mar, 281
- alta
 - absorción, 98, 485, 500
 - cohesión, 130
 - dosis de superfluidificante, 475
 - durabilidad, 257, 482
 - finura, 467
 - finura de las partículas de cemento, 11
 - rapidez de evaporación, 224
 - rapidez inicial de hidratación, 249
 - reactividad temprana del humo de sílice, 470
 - resistencia, 455, 473
 - resistencia a la congelación y deshielo, 156
 - resistencia a la edad de pocas horas, 481
 - resistencia a largo plazo del concreto, 474
 - resistencia al paso de la corriente eléctrica, 239
 - resistencia temprana, 56, 257, 467
 - temperatura efecto adverso en los cementos de alúmina y supersulfatados, 258
 - tendencia al agrietamiento, 308
 - trabajabilidad, 137
- alto contenido de
 - álcalis, 141
 - arena, 237
 - azufre, 4, 259
 - C3A, 180
 - silicatos, 53
 - yeso, 50

- alto
 - grado a la corrosión, 168
 - módulo de elasticidad, 291, 482, 532
 - gradiente de temperatura, 256, 269
- aluminio de calcio, 311
- amplitud máxima de grietas, 226
- ampollas, 367
- análisis
 - de electrones, 11
 - de fase, 6
 - húmedo, 144
 - por tamiz, 103, 106
 - químico, 6, 49, 352
 - termodiferencial, 66
 - termogravimétrico, 352
- ancho
 - de grieta, 367
 - de las grietas, 361
 - mínimo de grieta, 368
 - y el espaciamiento de las grietas, 273, 275
 - de grieta permisibles, 368
- Angular, 79
- angularidad del agregado, 81
- anhidrita, 422
- anhidrito, 477
- antibacteriales, 182
- aparato
 - de factor de compactación, 132
 - de Le Chatelier, 35
 - de Powers, 133
 - de Vicat, 34
 - desarrollado por Lea y Nurse, 16
- apariencia
 - blanquecina, 356
 - de la superficie de concreto, 157
 - del concreto, 358
 - gravosa, 92
- apisonado, 127
- aplicación
 - del concreto lanzado, 154
 - del presfuerzo, 432
- arcilla, 5, 75, 94
 - caolinitica, 58
 - en el agregado, 308
 - quemada, 58
 - y pizarra, 2
- arena, 75
 - de cuarzo, 85
 - de Leighton Buzzard, 37
 - natural, 75, 152, 486
 - proveniente de la playa, 95
 - triturada, 366
- arenisca, 317
 - gris y piedra arcillosa, 301
- aseguramiento de la calidad, 518
- asentamiento
 - del concreto, 160
 - diferencial, 277
 - total, 141
- aserrín como agregado, 500
- aspecto petrográfico de los agregados, 78
- aspectos de durabilidad, 456
- aspereza, 108
 - de una superficie, 80
- ataque
 - bacteriano, 182
 - de ácidos, 71
 - de cloruros, 337, 393, 395
 - de los hidróxidos alcalinos, 99
 - de sulfatos, 51, 53, 64, 256, 340, 359, 397, 519
 - de tipo ácido, 355
 - microbiológico, 354
 - por ácidos débiles, 60
 - por sulfato de magnesio, 355
 - químico, 70, 293, 337, 444
 - severo a un valor de pH menor de 5.5, 353
- aumento de
 - álcalis, 386
 - contenido de agregado, 299
 - contracción plástica, 295
 - deformación, 288
 - fluencia aún después de tanto como 30 años, 325
 - ganancia de resistencia del cemento, 49
 - la carbonatación, 457
 - la edad, 516
 - la fluencia, 321
 - la resistencia, 517
 - la resistencia del concreto, 170, 432
 - porosidad, 355
 - resistencia con la edad, 429
 - resistencia del concreto sin finos, 500

resistencia, 160,272
sangrado y segregación, 179

aumento
del revenimiento, 131, 534
del volumen total de aire y la resistencia del concreto, 386
en la densidad, 491
en la finura de la arena natural, 111
en la resistencia de compresión, 159
en resistencia a 28 días a los tres meses, y a la edad de seis meses, 429
en resistividad, 240
evidente en la resistencia del espécimen, 419

ausencia de
agregado, 468
curado húmedo, 350
curado húmedo prolongado, 255
polvo, 474

autodsecación, 17,220,296,470

ayudas de bombeo, 153

azúcar, 171

azufre, 55

B

baño de agua hirviendo, 434

bacteria anaeróbica, 354

baja
conductividad térmica del concreto, 496
granulometría, 75
permeabilidad del concreto de agregado de peso ligero, 494
permeabilidad del concreto, 357, 488, 455, 466, 467, 473
rapidez de carga, 433
relación de Poisson, 237
resistencia, 60, 498
resistencia al impacto, 237
resistencia temprana, 56
superficie específica, 259
trabajabilidad, 51

bajo
coeficiente de expansión térmica, 496
contenido de agua, 475,531
contenido de cemento, 275, 531
módulo de elasticidad, 237, 474

barra de mortero, 362

basalto, 86,260,317

base de naftaleno, 176,178

bauxita, 311

bióxido de carbón, 43

bien redondeado, 78

Blaine, 16

bloque de esfuerzo real, 417

bloqueo
de poros, 181
en el bombeo, 508

bloques de mampostería, 486

bolas de cemento, 277

bolsas de aire, 141

bomba
de vacío, 160
de tubo compresible, 149
especial, 150
peristáltica, 149

bombeabilidad, 151,152

bombeo, 507
de concreto, 149
vertical, 153

briquetas
de cemento, 422
de mortero, 419

Brisa, 486

brucita, 360

buen curado, 399

buena
adherencia entre el agregado y la pasta, 492
resistencia a la congelación y deshielo, 498
resistencia a la corrosión, 397
resistencia del concreto al fuego, 269

burbujas
de aire atrapado, 128
de hidrógeno, 496
discretas, 381
efecto sobre la resistencia del concreto a congelación y deshielo, 386

C

cálculo del contenido de cemento, 528

cámara de curado, 257

cáscaras de arroz, 58

C₃S y el C₂S puros, resistencia, 29

- C₄A hidratado, 297
- caída repentina de la temperatura del concreto, 392
- cabecear concreto de muy alta resistencia, 409
- cabeceo de alta resistencia, 408
- CaCO₃ que es un relleno común, 61
- cal, 1,55,71, 355
 - disuelta, 358
 - liberada, 64
 - libre hidratada, 7
 - libre, 35,49, 352
 - viva libre, 6
- calcedonia, 99
- calcinación, 35
- cálculo del esfuerzo sujeto a carga sostenida, 318
- calentamiento del agregado, 280
- calibración apropiada, 411
- calidad
 - concreto y temperatura, 254
 - del agua de mezclado, 125
 - del concreto, 366
- caliza, 2, 82, 301,317
- calor de hidratación, 10,26,52
 - de compuestos puros, 27
 - del cemento, 56, 434
 - del cemento sobresulfatado, 57
- calor específico, 102,262
 - de los ingredientes, 277
- calor total de hidratación, 65
 - del cemento, 27
- calorímetro adiabático, 26
- cambio
 - de comportamiento, 229
 - de deformación, 321
 - de forma hexagonal a cúbica, 66
 - de trabajabilidad, 139, 524
 - de contenido de humedad, 517
 - de resistencia, 529
 - de volumen, 296
 - del módulo dinámico de mortero, 357
 - en el volumen del concreto, 83
 - en la porosidad, 255
 - en la relación agregado/cemento, 529
 - excesivos en volumen, 97
 - térmicos o higrométricos, 492
 - térmicos provocados por el calor de la hidratación, 199
- cantidad
 - adecuada de finos, 108
 - correcta de yeso, 12
 - de álcalis reactivos, 362
 - de absorción, 98
 - de agua de mezclado, 154
 - de agua en la mezcla, 190
 - de calor de hidratación, 31
 - de compuesto de curado, 225
 - de sílice disuelto, 100
 - de yeso requerida, 13,14
 - de yeso, 35
 - limitada de aire, 153
 - óptima de sílice, 258
 - precisa de agua libre en la mezcla, 510
 - total de calor liberado, 27
- cantidades permisibles de partículas inestables, 97
- CaO sin reaccionar, 35
- capa
 - de pasividad, 348
 - pasiva de protección, 393
 - pasiva y estable de Fe₂O₃, 401
 - pasiva, 394
- capacidad
 - de deformación en tensión, 273
 - de deformación, 433
 - del agregado de peso ligero para absorber de agua, 488
 - del concreto para soportar ciclos de congelación y deshielo, 389
 - reducida de sangrado, 459
- capacitancia del concreto, 242
- capaz de causar expansión, 35
- capilares por menisco, 263
- capilaridad, 61
- carácter
 - cohesivo de la mezcla, 469
 - hidrófilo del cemento, 24
 - puzolánico, 58,456
- característica
 - del cemento de alta alúmina, 64
 - importante de las pruebas no destructivas, 436
 - importante del cemento, 228
 - de falla por fatiga, 231
 - físicas y químicas, 457
 - mineralógicas del agregado, 474
 - mineralógicas del agregado fino, 209

- carbón, 2,96
 - pulverizado, 2, 457
- carbonatación, 70, 221, 226, 230,3 03, 308, 339, 347, 398, 467, 471, 494
 - adicional, 348
 - afecta a la porosidad, 353
 - continua, 350
 - de Ca(OH) 2, 352
 - de concreto curado con vapor, 310
 - de C-S-H, 352
 - del cemento, 26
 - incrementa la contracción, 310
 - inicial, 358
 - más rápida, 457
 - parcial, 348
 - retraso, 351
 - y el contenido de humedad, 348
- carbonato de potasio, 281
- carburo de silicio, 364
- carga
 - en dos puntos , 415
 - máxima, 410
 - muerta, 234
 - de bajo ciclo, 236
 - de impacto aplicada uniformemente, 237
- catalizador en las reacciones de hidratación, 168
- categorías de concreto sin revenimiento: extremadamente seco, muy rígido y rígido, 530
- categorías principales
 - de concreto premezclado, 147
 - de los superfluidificantes, 176
- causas primarias de la segregación, 140
- cavitación, 337,363,366,367
- celda
 - fotoeléctrica, 15
 - electroquímica, 394
- celosía cristalográfica, 10
- cemento
 - absorción, 98
 - aluminoso, 63
 - antibacterial, 61
 - blanco de alta alúmina, 54
 - blanco, 53,54
 - caliente, 277
 - carbonatación del concreto, 351
 - cemento resistente a sulfatos, 395
 - comerciales, 9,30,32
 - comunes, 46
 - con alto contenido de C2S, 23
 - con bajo contenido de álcalis, 32
 - con bajo desarrollo de calor, 52
 - concentración de iones de cloruro, 396
 - contracción, 485
 - de albañilería, 62
 - de alta alúmina, 63, 318
 - de alta alúmina, como concreto estructural, 68
 - de alto horno, 55
 - de aluminato de calcio, 63
 - de bajo calor, 56
 - de bajo calor, ordinario y de endurecimiento rápido, 318
 - de calor bajo, 52
 - de clases 32.5 y 42.5, 49
 - de ferrari, 53
 - de fraguado rápido, 8
 - de fraguado regulado, 155, 357, 408, 51
 - de ultra alta resistencia temprana, 50
 - denso, 193
 - deshidratado, 9
 - especiales de endurecimiento muy rápido, 51
 - expansivo de tipo K, 355
 - expansivo, 62, 311
 - extremadamente fino, 318
 - factor de, 48
 - hidratado, 9
 - hidráulico, 1
 - hidráulico mezclado, 44
 - hidrófobo, 61
 - jet, 51
 - jet típico japonés, 51
 - más fino, 302
 - mezclado con escoria de alto horno o puzolana, 356
 - mezclado que contienen puzolana, 464
 - mezclado, 209, 257,275, 351,354,356,358, 433, 44,62, 229
 - mezclado, 275, 351, 386, 445, 45,60,70
 - modernos, 30, 351
 - modificado, 52
 - natural, 62
 - no hidratado, 19
 - para pozo de petróleo, 62
 - portland “puro”, 44, 62
 - portland , 1, 44
 - portland común (Tipo I), 48
 - portland de bajo calor de hidratación, 52
 - portland de ceniza volante , 59

- portland de endurecimiento rápido, 49
- portland y de escoria de alto horno, 55
- portland-puzolana, 52
- puzolánico, 1,60
- resistente a sulfatos y bajo en álcalis, 53
- resistente a sulfatos, 53, 351,356
- sin sanidad, 35
- sobresulfatado, 56
- supersulfatado, 357
- Tipo II, 47
- Tipo III, 49
- Tipo IV, 47
- tipo K, 312
- Tipo V, 53
- totalmente hidratado, 25
- X , 51
- ceniza
 - de alta cal, 59
 - precipitada electrostáticamente, 58
- ceniza volante, 351, 17, 44, 51, 181, 257, 275, 302, 319, 351, 352, 357, 362, 363, 385, 398, 435, 455, 456, 457, 473, 492, 519, 535
 - de alto calcio, 456
 - de clase , 456
 - de clase C, 59, 457,460,463
 - de clase F, 59, 363, 459,460,463
 - sinterizada, 493
 - variable, 458
 - ventajas importantes, 458
- ceniza volcánica, 58, 484
- ciclo
 - alternado de congelación y deshielo, 98, 481
 - conveniente de curado con vapor, 256
 - de alto esfuerzo, 236
 - de bajo esfuerzo, 236
 - de carga, 236
 - de congelación y deshielo, 280, 377, 389
 - de congelación, 376
 - de curado, 256
 - de humedecimiento con agua salada, 396
 - de vaporización, 258
 - histerético, 231
 - óptimo de curado, 256
 - repetido de congelación y deshielo, 278, 444
- cilindros
 - colados y probados en la misma posición, 414
 - edad comparable con la corazonas, 429
 - hechos con concreto de baja resistencia, 410
 - mayor uniformidad de resultados, 414
 - normalizados, 412
- cimbra
 - deslizante, 225
 - permeable, 161
 - presión en, 483
 - remoción, 259
 - térmica, 259
- clases de cemento portland de alto horno, 56
- clasificación de
 - forma de partículas, 78
 - grietas intrínsecas, 365
 - la severidad de ambiente de sulfatos , 356
 - la textura superficial, 80
 - los agregados naturales, 77
 - los principales cementos, 47
 - del agregado, 510
- clasificación, 78
 - mineralógica, 76
 - petrográfica, 76
 - por grupos, 76
- clasificadores de alta eficiencia en molienda, 15
- clima cálido, 172,210, 249, 295, 396
- clima caliente, 249, 57
- clima frío, 249
- clinker, 2, 4, 14, 55, 58, 61, 63
 - como agregado tanto fino como grueso, 486
 - enfriado, 6
 - frío, 5
- clivaje, 79
- cloroaluminatos, 397
 - de calcio, 53, 397
- cloruro, 337
 - adherido, 395
 - afecta adversamente la resistencia a los sulfatos, 398
 - de bario, 169
 - de calcio en el concreto reforzado, 169
 - de calcio, 168, 259, 64
 - de sodio presente en la arena sin lavar, 362
 - libres, 395,397
 - llevados por el aire, 398
 - solubles en ácido, 395
 - vía a distancias considerable, 395
- cocción del clinker, 12
- coeficiente

- cinético, 262
- de absorción de sonido, 242
- de conductividad térmica del concreto sin finos, 500
- de difusión, 340
- de fricción, 410
- de permeabilidad del concreto, 339, 341,343,344
- de permeabilidad, K, 345
- de reducción de ruido, 242
- de variación constante, 516
- de variación de la resistencia, 425
- de variación del módulo de ruptura, 422
- efectivo de difusión, 340
- verdadero de expansión térmica, 264
- coeficiente de expansión térmica, 2,4,14,55,58,61,63, 262, 496
 - de concreto a temperaturas altas, 265
 - de concreto cn agregados diferentes, 264
 - del concreto de agregado de peso ligero, 495, 496
 - del concreto sin finos, 500
 - líneal, 102
 - de diversos tipos de roca, 103
- coeficiente
 - micro Deval, 85
 - muy alto de expansión térmica, 255
 - de variación, 422
- cohesión, 521,531
 - del concreto fluido, 531
- cojín
 - elastomérico, 409
 - de neopreno, 409
- colado
 - en clima cálido, 278
 - en clima frío, 219
 - subyacente, 159
 - continuo, 275
 - grande, 531
 - masivo de concreto de agregado de peso ligero, 496
 - masivo, 171
- colar
 - en clima cálido, 277
 - en secciones, 156
 - monolíticamente, 71
- colocar
 - a temperatura menor de 13 °C, 280
 - concreto con aire a 0 °C, 281
 - el concreto en la parte más fresca del día, 277
 - en capas, 158
 - sin compactación, 497
- coloides, 23
- color
 - del concreto, 59, 466
 - uniforme, 54
- coloración, 54
 - resultante, 224
- combinación compatible de superfluidificante y cemento, 180
- combinaciones de algunos aditivos, 385
- combinaciones de esfuerzo posibles, 205
- combustible, 4
- compactación, 127,157
 - completa, 131, 405
 - concreto sin finos, 499
 - del concreto, 157
 - empleando mesa vibratoria, 133
 - inadecuada, 390, 405
 - incompleta, 375
 - parcial, 150
 - por vibración, 157
 - total, 316, 426
- comparación de las deformaciones reales y calculadas, 328
- compatibilidad
 - del cemento y el superfluidificante, 531
 - del cemento y los aditivos, 476
 - de un cemento portland y un superfluidificante, 180
- compensar el abudamiento, 93
- completa cristalización, 33
- comportamiento de fatiga, 234
 - a flexión, 234
 - en compresión, 234
- comportamiento del concreto, 289, 455
 - con humo de sílice, 469
 - de alta resistencia, 289
 - de alta resistencia a la fatiga, 235
 - en grandes presas, 345
 - frágil a dúctil, 203
 - sujeto a temperatura cíclica, 273
- comportamiento
 - coloidal, 24
 - de algunos cementos británicos, 230
 - de concreto, 71
 - de la fluencia, 329
 - del agregado, 85
 - elástico, 287
 - en fatiga, 235

- en obra, 254
- estructural, 215
- frágil, 200
- monolítico, 474
- opuesto, 419
- pseudoplástico, 288
- reológico del concreto de agregado de peso ligero, 489
- térmico del concreto, 273, 276
- y propiedades del concreto colocado en clima cálido, 278
- y resistencia de las estructuras de concreto, 330
- composición
 - aproximada del cemento portland, 7
 - de Bogue, 6
 - de compuestos de los cementos, 27, 170
 - de compuestos, 46
 - del cemento, 7, 47
 - potencial, 6
 - química, 2, 227, 264, 458
 - química del cemento, 241, 302
 - típica de los compuestos de cemento portland blanco, 54
- comprensión
 - uniaxial ó biaxial, 202
 - biaxial más tensión, 205
 - directa, 36
 - triaxial, 205
 - vertical, 411
- compuestos
 - cementante, 64
 - cristalinos, 5
 - de Bogue, 33
 - de cal, 445
 - de cementos portland, 46
 - de curado, 224
 - líquidos para curados, 224
 - menores, 6
 - principales del cemento portland, 6
 - puros, 6
 - químicos, 44
- concentración
 - de hidróxilos (OH⁻), 398
 - inicial de iones de cloruro, 397
 - mínima de iones de cloruro, 397
 - muy alta de CO₂, 347
- concreto
 - altamente esforzado, 424
 - altamente penetrable, 400
 - arquitectónico, 358
 - áspero, 113
 - atacado por sulfatos, 356
 - bajo el agua, 469
 - blanco, 53
 - bombeado, 150
 - bueno, 512
 - cargado a edades tempranas, 324
 - celular, 242, 484, 497
 - celular, contracción del, 497
 - ciclópeo, 120
 - colado en una estructura en etapas o colados, 433
 - colocado en clima atmosférico frío, 281
 - compactado con rodillo, 275
 - con agregado escalonado, 119
 - con agregado precolado, 156
 - con aire incluido, 235, 426
 - con aserrín, 500
 - con aserrín, densidad, 501
 - con aserrín, resistencia a la compresión, 501
 - con color, 54
 - con comportamiento dudoso, 388
 - con deshidratación al vacío, 532
 - con gas, 496
 - con humo de sílice, resistencia, 469
 - con resistencias significativas a temperaturas abajo de -10 °C, 281
 - congelado, 271
 - curado a temperaturas muy bajas, 253
 - curado al aire, 214
 - curado con vapor, 305, 443
 - curado en agua, 214
 - de agregado de peso ligero, relación de Poisson, 293
 - de agregado de peso ligero, 422, 489, 533
 - de agregado de peso ligero, con agregado fino de peso normal, 533
 - de agregado de peso ligero, con humo de sílice, 493
 - de agregado de peso ligero, para propósitos criogénicos, 271
 - de agregado precolado, 119
 - de alta densidad, 455
 - de alta resistencia, 235, 289, 317, 367, 413, 424, 479, 515, 82
 - de alta resistencia de agregado de peso ligero, 492
 - de alta resistencia, resistencia al descascaramiento, 392
 - de alto comportamiento, 169
 - de alto desempeño a la abrasión, 482
 - de alto desempeño tiene una mala resistencia al fuego, 482

- de alto desempeño, 253,267, 291, 455, 467,4 73, 474, 478, 493
- de autoesfuerzo, 311
- de baja densidad, 484,485, 500, 501
- de baja penetrabilidad, 401
- de baja resistencia, 409,413, 509
- de baja trabajabilidad, 299
- de bajo revenimiento, 384
- de cemento de alta alúmina, 352
- de cemento de alta alúmina, carbonatación, 352
- de contracción compensada, 311,312, 366
- de la zona de mareas, 397
- de menor resistencia, 82
- de muy alta resistencia, 303, 422
- de peso ligero, 244, 455,484
- de peso ligero con cemento de alta alúmina, 71
- de peso ligero del tipo poroso, 244
- de peso ligero, movimiento de humedad, 308
- de peso normal, 498
- de resistencia similar, 512
- de resistencia variable, 113
- dudoso hecho con cemento de alta alúmina, 441
- elaborado con cemento de alta alúmina, 302
- en clima cálido, 171,176
- en obra, 219
- espumado, 496
- estructural, 269
- estructural de peso ligero, 484
- expuesto a agentes descongelantes, 467,520
- expuesto al agua de mar, 359
- fluido, 135, 137, 152, 157, 177, 469, 531
- fluido, poca segregación, 531
- hecho con agregado de arcilla expandida, 414
- hecho con agregado de escoria de alto horno, 492
- hecho con agregado de piedra caliza, expuesto a una temperatura alta, 267
- hecho con agregado silíceo, 270
- hecho con agregados de lutita y arcilla expandidas, 485
- hecho con arcilla expandida, 493
- hecho con cemento de alta alúmina, 399
- hecho con piedra caliza, 270
- humedecido ocasionalmente por el agua de mar, 397
- húmedo, 69, 127
- impermeable, 346
- joven, 226,279, 26
- lanzado, 154, 431, 500
- lanzado de cemento de alta alúmina, 71
- maduro, 280
- malo, 512
- masivo, 260,268,273, 391, 59
- muy joven, 274
- para bombeo, 490
- para clavar, 500
- plenamente compactado, 536
- pobre, 356
- pobrementemente compactado, 269
- poroso, 358
- prefabricado, 132
- premezclado, 147, 482,516
- puede resistir satisfactoriamente, temperaturas menores de 0 °C, 279
- que contengan ceniza volante o escoria molida y granulada de alto horno, 318
- que contiene humo de sílice, satisfactorio para bombeo, 469
- que contienen un superfluidificante, resistencia a la congelación y deshielo, 385
- reforzado con fibras, 237
- reforzado, 275
- refractario, 270
- repelente al agua, 181
- resistente a descascararse, 392
- satisfactorio, 512
- secado al aire, 239
- sin finos, 484,498
- sin finos, segregación, 499
- sin reforzar, 275
- sin revenimiento, 531
- sometido a intemperie, 221
- sujeto a condiciones criogénicas, 344
- sujeto a erosión, 367
- sujeto al ataque químico, 520
- concreto aireado, 496
 - en autoclave, 497
- condición
 - de humedad del concreto, velocidad de pulsación, 442
 - de humedad del concreto, 497
 - de humedad, 427
 - de saturado y superficialmente seco, 190
- condiciones adiabáticas, 434
 - de colado, 507
 - de curado, 432
 - de prueba, 389
 - higrométricas constantes, 348
- conductividad, 102
 - del concreto, 260
 - del concreto húmedo, 261
 - eléctrica, 13

- y difusividad, 262
- conductividad térmica, 71, 260, 496
 - del concreto, 490, 52
 - del concreto de peso ligero, 260
- congelación
 - daño por, 438
 - del agua en los capilares, 26
 - produce una mayor rapidez inicial de fluencia, 323
 - y deshielo, 337, 359, 474
 - y deshielo alternados, 376
- cono de revenimiento, 132
- consecuencia
 - del humedecido, 48 horas antes de la prueba, 419
 - de la reacción álcali-agregado, 101
- consideraciones de durabilidad, 528
- consistencia, 34, 127
 - crítica, 150
 - de la mezcla, 151, 157
 - de mezclas ricas, 132
 - del concreto, 517
 - "movilidad" de la mezcla, 391
 - relativamente seca, 155
- constituyentes de la mezcla, 168
- construcción
 - de estructuras que retienen agua, 156
 - de pavimento, 132
 - masiva, 88
- contenido de
 - agregado fino, 531, 537
 - agregado grueso, 151, 537
 - agua, 128, 160, 230, 533
 - agua de la mezcla, 499
 - agua del concreto, contracción, 300
 - agua original, 445
 - aire en el concreto al colocarse, 386
 - aire recomendado, 384
 - aire requerido para un espaciamiento de vacíos, 383
 - aire, 62
 - Al_2O_3 , 53
 - álcali, 4
 - álcali limitado, 32
 - álcalis del cemento, 100, 33, 58, 459
 - arcilla, limo y polvo fino, 95
 - arena, 426
 - bajo de C_3A , 170
 - C_2S , 30
 - C_3A , 397
 - C_3A , 50
 - C_4AF , 53
 - cal, 8, 52, 462
 - carbono, 458, 59
 - carbono del humo de sílice, 476
 - constante de cemento, 366
 - escoria, 56
 - ggbs, 457, 466
 - humedad, 242, 524, 91
 - humedad del agregado, 532, 91, 92
 - humo de sílice, 274
 - MgO , 59
 - muy alto de cemento, 491
 - óptimo de ggbs, 465
 - óptimo de SO_3 , 13
 - óxido, 8
 - óxidos, 55
 - relleno, 61
 - silicatos, 8
 - sílice, 58
 - sílice en el concreto, 362
 - sílice soluble y óxido de calcio, 444
 - SO_3 , 53
 - sólidos, 168
 - terrones de arcilla, 95
 - ultrafinos, 531
 - vacíos, 151
 - vacíos de aire, 500
 - vacíos del agregado, 79
 - vidrio de la ceniza volante, 462
 - vidrio, 33, 57, 456, 458, 464
 - yeso, 17
- contenido de cemento, 65, 538, 151, 161, 188, 235, 274, 444, 522, 523, 529, 532, 534
 - de la muestra, 162
 - del concreto lanzado, 154
 - en el concreto fresco, 162
- contenido de cloruro, 49
 - del agregado, 395
 - solubles en agua, 96
- contenido
 - aproximado de agua libre requerida para trabajabilidad, 535
 - especificado de cemento, 519
 - excesivo de ceniza volante, 462
 - excesivo de material cementante, 531
 - importante de cloruros, 395

- límite, 462
- máximo de iones de cloruro, 396
- máximo total de iones de cloruro, 395
- mínimo de cemento, 519,528
- mayor de agregado, 199
- muy alto de C_3S , 51
- muy alto de material cementante , 469
- muy bajo de C_2S , 51
- orgánico, 500
- original de agua, 444
- promedio de C_3S , 229,230
- real de humedad del concreto, 261
- requerido de cemento, 534
- contenido volumétrico, 95
 - del agregado, 315
 - del cemento, 315
- contenido total de
 - álcalis, 363
 - agregado, 538
 - aire, 386
 - aire especificado, 519
 - cloruros, 397
 - humedad, 375
 - material cementante, 456,462,465
 - de silicatos de calcio, 229
- continuidad de la hidratación, 219
- contracción 14, 18, 51, 58, 62, 94, 259, 297, 322, 400, 474, 495, 83
 - a largo plazo, 302,303
 - autógena, 296
 - causada por carbonatación, 309
 - diferencial, 307
 - efectiva, 298
 - en aire, 304
 - en volumen, 19
 - final, 307
 - irreversible, 310
 - libre, 305
 - muy alta, 485
 - plástica , 294, 173, 219,256,278
 - plástica del concreto, 408
 - plástica severa, 361
 - por expansión, 296
 - por pérdida de agua, 294
 - potencial, 305,308
 - real, 320
 - restringida, 415,419
 - secado, 51, 156, 173, 296, 308, 367
 - térmica, 274, 71
 - térmica alta, 280
 - y desarrollo de resistencia, 31
 - y expansión, 262
 - y fluencia, 287, 313
- contracción del concreto, 216, 299,302
 - de muy alta resistencia, 302
 - que contiene ggbs, 466
 - que contiene humo de sílice, 472
 - sin finos, 500
- contribución del humo de sílice a la resistencia, 470
- control de calidad, 405, 482,508,517,518
 - muy estricto, 478
- control de temperatura, 219
- controlar
 - el contenido de arcilla, limo y polvo fino del agregado, 94
 - el sangrado, 275
 - la contracción, 531
- conversión, 66
- copolímero, 176
 - de los hidratos, 28
- coque con arena, 5
- corazones
 - extraídos de un concreto con varios meses de edad, 429
 - extraídos del concreto, 412
 - probados secos y húmedos, 427
 - relación altura/diámetro, 427
- corrección de Bessel, 448
- correlación entre contracción y módulo de elasticidad del concreto, 300
- correlación real, 228
- corrosión
 - de acero de refuerzo, 96, 125, 222,224, 494, 353, 391,393
 - del acero ahogado, 349,361
 - en áreas costeras, 400
 - en climas cálidos, 399
 - lenta, 395
 - progreso, a humedades más altas, 398
- cortar
 - concreto con lanza térmica, 267
 - el acero de refuerzo, consecuencias estructurales, 430
- costo de hacer concreto, 507
- criado, 95
 - húmedo, 426
- criolita, 53

cristales

- de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, 17, 309
- de dolomita y de calcita, 102
- de etringita, 177
- hexagonales, 66
- rectangulares, 7

cristalización de sílice y de alúmina, 492

criterio

- de aceptación del concreto, 508
- de falla, 205, 236

Cuál cemento es mejor, 62

cuándo se remueve la cimbra, 438

cualidad potencial del concreto, 405

cuando debe removerse la cimbra, 405

cuarcita, 83, 301

cuarzo, 102, 317

cubierta absorbente, 223

cubos

- equivalentes, 37, 407
- y prismas, 418

cumplimiento con las especificaciones, 405

curado, 219

- acelerado, 433
- adecuado, 377, 471
- apropiado, 226
- apropiado en clima caliente, 278
- autógeno, 226
- con membrana, 223, 278
- con vapor, 257, 258
- con vapor de agua a alta presión, 257
- con vapor de agua a baja presión, 254
- con vapor de agua, 255
- débil, 429
- de manera usual, 473
- de vapor de agua, 177
- del concreto lanzado, 155
- eléctrico, 259
- en vapor de agua, 257
- húmedo, 223, 224, 405, 57
- húmedo inadecuado, 489
- húmedo prolongado, 460, 466, 467
- inadecuado, 214, 471
- inicial, 266
- intermitente, 226
- natural, 219
- pobre, 222, 351

por humedad prolongado, 303

por inundación, 254

por membrana, 224

curar en autoclave, 498

curva

- de distribución normal, 512
- de distribución, 447
- de esfuerzo-deformación, 287
- de fluencia con el tiempo, 324, 329
- de granulometría, 109, 118
- esfuerzo-deformación en tensión, 290

curvas

- de distribución, 449
- de fluencia con el tiempo en tensión, 324
- de granulometría, 106
- de granulometría de forma parabólica, 109
- de pérdida de agua vs contracción, 298
- granulométricas, 113
- ideales, 109
- relación resistencia a la compresión con el número de rebote, 438
- típicas de resistencia-tiempo, 209

curvatura de la relación esfuerzo-deformación, 287

choque térmico, 224, 262, 392

D

dinamómetro, 102

daño

- al conservar el concreto en agua de mar a 0 °C, 281
- causado por los agentes descongelantes, 391
- por cavitación, 366
- por congelación, 56, 98
- por corrosión, 396

datos experimentales, 510

decantación, 95

decoloración o moteado, 224

definición

- de consistencia, 127
- de la norma ASTM C 125-93 de trabajabilidad, 127
- de trabajabilidad y de consistencia, 127

deflexión o alabeo, 301

defloculación, 174, 176, 178

deformación

- a compresión límite, 412
- a tensión lateral, 412

- axial a compresión, 412
- bajo esfuerzo sostenido, 313
- con el tiempo, 321
- constante, 236
- dependiente del tiempo, 323
- elástica, 232, 287, 288, 313, 327
- elástica del concreto de alto desempeño, 479
- elástica en torsión, 324
- en falla por fatiga, 232
- final, 202, 203
- final mayor, 494
- instantánea, 288
- irrecuperable, 231
- lateral, 202, 293
- lateral por tensión, 203
- límite, 412
- límite por tensión, 202
- lineal, 296
- longitudinal, 293
- plástica no reversible, 328
- por fluencia, 288
- por tensión en el agrietamiento, 274
- por tensión lateral, 202
- real en cualquier tiempo, 328
- relativa, 322
- residual, 321
- última, 317
- viscosa, 328
- volumétrica, 203, 293
- deformaciones
 - diferenciales inducidas por el gradiente de humedad, 235
 - por fluencia, 317
- delaminación del concreto, 394
- densidad, 61, 71, 88, 260, 262, 270, 387, 444, 534
 - última, 131
 - absoluta, 88, 529
 - de secado al aire, 488
 - de secado en horno, 488
 - del agregado, 88, 292
 - del agua, 523
 - del cemento, 16, 18
 - del concreto de peso normal, 482
 - del concreto sin finos, 499
 - del concreto, 131, 291, 292, 354, 442, 488, 489, 534
 - en estado fresco, 537, 538
 - específica, 9
 - más baja, 498
 - máxima, 109, 127, 533
 - permisible, 144
 - real, 127
 - real del concreto fresco, 534
 - relativa de los productos de hidratación, 18
 - secada al aire, 488
- densidad aparente, 60, 88, 87, 484, 485, 491, 501, 529
 - de la escoria de alto horno, 486
 - del agregado de peso ligero, 487
 - del agregado grueso, 529
 - del material empacado, 88
 - para cualquier grado de compactación, 88
 - real del agregado, 88
 - suelta, 88
- densidades del concreto de peso ligero, 484
- densificación del gel, 268
- depósitos
 - de precipitados, 360
 - de sal, 358
- dermatitis o quemaduras, 33
- desarrollo de
 - agrietamiento, 443
 - agrietamiento D, 388
 - calor controlado, 27
 - calor de hidratación, 168, 330, 391, 469, 482
 - de contracción, 305, 311
 - grietas, 207, 231, 474
 - grietas finas, 379
 - la conversión con la edad, 67
 - la resistencia del cemento, 30
 - microagrietamiento, 235, 288
 - resistencia, 210, 219, 281, 464, 59, 64
 - resistencia adicional, 460
 - resistencia de cilindros de prueba, concretos con humo de sílice, 470
 - resistencia de largo plazo, 32
 - resistencia del concreto, 280
 - resistencia temprana, 57, 469, 520
- descarbonatación, 4, 55
- descascaramiento, 392, 394
 - con sal, 360
 - superficial, 391
- descimbrado, 230
- descubrir imperfecciones en el interior del concreto, 443
- desdolomatización, 102
- desecho doméstico, 121
- desgaste por frotación, 85

deshidratación

- al vacío del concreto, 160
- de C-S-H, 309
- del yeso, 13

desintegración

- del agregado, 270
- del concreto, 6

despasivación del acero, 467

desventaja de la prueba de extracción, 441

desviación de proporcionalidad, 433

desviación estándar, 420, 422, 448, 449, 512, 514, 515, 516, 517

- constante, 514, 516, 517
- de la resistencia, 227
- del concreto de alta resistencia, 515
- estándar total, 518

desviaciones respecto de la media, 448

deterioro, 337

- de adherencia, 235
- del concreto, 388
- superficial del concreto, 354

determina el contenido de cemento, 536

determinación

- de la resistencia a ciclos repetidos rápidos de congelación y deshielo, 388
- del contenido de agua libre, 162
- del contenido de agua, 536
- del contenido de sulfato, 445

determinar

- el contenido de agua, 162
- la relación agua/cemento, 162
- la resistencia del cemento, 36
- por flotación, 96
- remoción de la cimbra, 439

diámetro

- del cilindro de prueba, 426
- del corazón, 427

dióxido de

- carbono, 309, 337, 338
- titanio, 54

diagrama de esfuerzo-deformación, 288

diatomácea, 58

diatomita, 484

diferencia

- cuantitativa inherente entre las resistencias de los morteros y los concretos, 38
- de porosidad, 197
- de temperatura, 274
- en las propiedades promedio de los cementos, 229
- en trabajabilidad, 180
- entre la resistencia media y la mínima, 508
- entre los corazones perforados horizontalmente y los perforados verticalmente, 430
- entre los módulos de elasticidad del agregado de peso ligero y la pasta de cemento, 493
- entre los valores de resistencia, 38
- entre permeabilidad al gas y permeabilidad al líquido, 346
- de temperatura, 274
- en el comportamiento de concretos de varias edades, 229
- en la resistencia de cementos hechos en fábricas, 229

diferentes

- materiales cementantes, 455
- temperaturas de curado, 255
- tipos de compuestos, 7

difracción de rayos (X), 6, 9, 58, 352,

difractometría de rayos X, 6

difusión

- de gases, 339
- de los iones, 396
- de oxígeno a través del concreto, 340
- del CO₂, 350
- del gel, 100
- iónica, 340

difusividad, 261, 339

- de la pasta de cemento endurecido, 349
- térmica del concreto, 273
- y contenido de humedad del concreto, 262

dilatación

- del concreto sujeto a congelación lenta, 389
- máxima, 378

dirección del esfuerzo, 205

discontinuidades, 201

diseño de la mezcla, 507

disminución

- de contracción, 156
- de la densidad del concreto, 391
- de la resistencia, 111, 423
- de la resistencia del concreto, 390

del coeficiente de expansión térmica, 266
 del pH, 313
 el riesgo de agrietamiento, 380
 progresiva del módulo de elasticidad, 268

dispersión
 de la resistencia, 408
 de las partículas de cemento, 174,176
 de rayos X, 23
 de resistencia, 448
 de resultados, 447
 uniforme del aire incluido, 381

dispositivos eléctricos, 92

distancia entre grietas, 368

distribución
 controlada del tamaño de partícula, 15
 de agua o de aditivo, 144
 de esfuerzos en planos horizontales, 414
 de los tamaños de poro, 99
 de poros, 196
 de resistencias, 446
 de resistencia de los especímenes de prueba, 511
 de resultados de prueba de resistencia, 446
 de tamaño de las partículas, 15, 16, 109
 de tamaño de las partículas de ceniza volante, 457
 del agregado grueso, 140
 del esfuerzo horizontal, 418
 normal de resistencia, 420
 normal o gaussiana, 447, 511
 normal para la resistencia, 448
 uniforme de esfuerzos, 201
 uniforme para el tamaño de las partículas, 15

doleritas y basaltos, 300

dolomita, 260, 82

dos tipos de especímenes de pruebas de compresión, 406

dosificación
 alta, 473
 apropiada de superfluidificante, 531
 de baja variabilidad, 515
 de un superfluidificante y de la relación agua/cemento, 178
 del superfluidificante, 474
 normal de los superfluidificantes, 178
 muy bajas, 178

dosis de aditivo extremadamente altas, 384

Duff Abrams, 187

durabilidad, 63, 75, 187, 222, 230, 255, 337, 464, 471, 507, 510, 519,

del agregado, 99
 del concreto, 102, 378
 del concreto lanzado, 155

duración del tiempo de mezclado, 146

dureza, 85
 de la superficie, 437
 de los ingredientes, 51
 del agregado, 367, 439
 del agua, 126
 del concreto, 161, 438

E

ecuación
 de madurez, 214
 de resistencia para el concreto, 206
 para la relación de esfuerzo-deformación, 291

ecuaciones
 de Bogue, 6,7
 de predicción de resistencia, 31
 exactas estequiométricas, 10

edad, 536
 del concreto, 82

edades tempranas, 464

efecto, 81
 acelerador de los nitritos, 401
 adverso del aumento en el tamaño de las partículas, 119
 adverso sobre la trabajabilidad, 280
 benéfico de la ceniza volante, 462
 benéfico de la inclusión tanto de humo de sílice como de ggb's, 457
 benéfico de ultrafinos, 108
 catalítico, 45
 de abundamiento, 88
 de agua de sangrado sobre de la resistencia de los cubos, 430
 de extracción, 428
 de fluencia, 238
 de fricción y aumento en la temperatura de la mezcla, 146
 de la ceniza volante y la acción de los superfluidificantes, 459
 de la porosidad sobre la resistencia, 195
 de la temperatura en las primeras dos horas, 250
 de la temperatura sobre el revenimiento, 139
 de las impurezas orgánicas, 94
 de los acelerantes, 171
 de los aditivos y la temperatura, 168
 de pared, 208,209
 de restricción del agregado sobre la contracción, 300

- de retraso, 459
- de tamaño, 322, 420
- de una temperatura más alta, 250
- del acero empotrado, 430
- del curado inadecuado, 222
- del curado sobre la carbonatación, 350
- general de la absorción del concreto, en congelación y deshielo, 377
- más dañino del agua de mar, 359
- nocivo del curado inadecuado, 462
- pared , 426, 423, 426, 467, 510
- retardante a temperaturas altas, 172
- sobre la durabilidad, 462
- sobre la trabajabilidad, 398
- efectos benéficos
 - de la ceniza volante en el concreto, 458
 - de la ggbs, 466
 - de las temperaturas más altas, en la resistencia del concreto con ggbs, 465
 - de un curado húmedo prolongado, 471
- efectos dañinos
 - de la alta temperatura temprana, 464
 - de la reacción álcali/sílice, 363
- efectos
 - de congelación y deshielo, 337
 - de la alta temperatura, 337
 - de la congelación en el concreto fresco, 375
 - de la contracción, 322
 - de la forma y textura superficiales, 80
 - de la temperatura en el concreto, 249
 - del azúcar, 171
 - del clima cálido, 277
 - del curado en la contracción, 303
 - del tamaño, 422
 - deletéreos, 94
 - indeseables del calor de hidratación, 275
- eficacia
 - de la inclusión de aire, 381
 - de los superfluidificantes, 468, 478
 - del curado, 424
 - de la mezcladora, 143
 - de los compuestos de curado, 225
 - del curado, 225
- eflorescencia temprana, 358
- ejemplo de combinación de agregados para obtener una granulometría tipo, 524
- el mejor cemento, 63
- el uso de agregado con tamaño máximo grande, 380
- elevación
 - considerable de temperatura, 253
 - de la temperatura de curado , 249
 - de la temperatura, 434
 - del revenimiento, 177
 - súbita de presión, 152
- eliminación de la fricción, 411
- elutriador de aire, 50
- empacado del agregado grueso, 157
- empacado, 60
- empleo
 - de pruebas no destructivas combinadas, 443
 - en concreto presforzado, 182
- endurecimiento, 13
 - de la pasta, 13, 171
 - por deformación, 234
 - rápido, 50
 - y desarrollo de resistencia del cemento, 23
- energía
 - absorbida, 236, 437
 - de deformación, 288
 - de enlace, 25
 - del agua de cristalización, 25
 - irreversible de deformación, 231
- enfriado previo de uno o más de los ingredientes de la mezcla, 277
- enfriamiento
 - del clinker, 33
 - previo del agregado, 277
 - rápido, 256
- enlace químico, 24
- enmantequillado, 143
- enrasadora mecánica, 159
- entropía del agua, 375
- equilibrio
 - del agua de poros, 398
 - químico, 5
- equipo de Proctor, 138
- erosión, 337, 363
- error de la máquina de pruebas, 515
- error estándar, 449
- escala de Mohs, 439
- esclerómetro, 437

- escoria, 55, 56, 501
- escoria de alto horno , 240, 302,319, 492, 352
 - expandida, 485
 - granulada y molida (ggbs), 463
 - granulada y molida, 55, 351,362,363, 395,397,398, 455
 - granulada, 44
 - molida y granulada, 455,519,520,535
 - y puzolana, 356
- escoria granulada
 - de alto horno, 56,59
 - finura, 464
 - molida de alto horno, 473, 319
 - producto secundario, 458
- esfera de Kelly, 134
- esfericidad, 79
- esfuerzo
 - a compresión vertical, 417
 - biaxial inducido, 419
 - cortante, 411
 - de compresión horizontal, 418
 - de fibra máximo, 417
 - de tensión horizontal, 417
 - en tensión en la viga, 417
 - lateral confinante, 203
 - nominal, 288
 - internos ocasionados por la diferencia de temperatura y humedad, 423
 - interno redistribuido, 419
 - máximo de las fibras de especímenes, 201
 - secundarios, 415
 - térmicos, 400
- eslabón más débil, 420
- esmerilado de las superficies extremas, 480
- espécimen probado hasta la falla, 412
- espaciamento
 - de las burbujas de aire, 386
 - del refuerzo, 520
- espacios intersticiales interconectados, 22
- especímenes
 - acompañantes, 225, 320
 - aserrados, comparación con resistencias de vigas, 432
 - de mortero, 37
 - de pasta de cemento puro, 38
 - de prueba, 418
 - de prueba curados en el campo, 436
 - de prueba para la prueba de compresión, 499
 - de viga, 431
 - estándar de prueba a compresión, 428
 - estandarizados, 406
 - probados en flexión, 431
 - representativos del concreto de la estructura, 427
 - sometidos a curado acelerado, 435
- especificaciones, 48, 54, 115, 226
 - del cemento, 36
 - para cementos, 62, 228
 - para el concreto, 508
- espectrómetro de rayos X, 11
- espectrofotómetro, 6
- espectrometría de rayos X, 6
- espectroscopía, 58
- espectroscopía de infrarrojos, 352
- espesor
 - de recubrimiento demasiado pequeño, 400
 - del pavimento, 427
 - del recubrimiento del acero de refuerzo, 216
 - del recubrimiento, 394,400
 - menor de recubrimiento, 400
- espolvoreo en seco, 54
- esquistos, 86,96,98
- estabilidad volumétrica, 75
- estado de esfuerzo biaxial, 418
- estado estable, 231
- estados combinados de esfuerzo, 206
- estearato de calcio , 181
- estequiometría de los productos de hidratación, 18
- estequiometría, 361
- esteras de arpillera, 223
- esteras porosas, 160
- estimación
 - de contenido de agregado grueso, 528
 - de la contracción, 304
 - de la densidad, 536
 - de resistencia, 428
 - del contenido de agregado fino, 529
- estratificación, 79
- estructura
 - de los hidratos de silicato de calcio, 11
 - de poros del agregado, 190
 - monolítica, 275
 - real, 405

- costera, 231
 - cristalina de óxido de alúmina, 30
 - de concreto masivo expuesta al mar, 397
 - estáticamente indeterminada, 330
 - marina, 234
 - etapas
 - de fraguado, 13
 - de reducción, 77
 - etringita, 312, 355, 359, 435
 - cercanamente amorfa, 356
 - expansiva, 312
 - fibrosa, 463
 - evitar
 - partículas escamosas, 498
 - que el cemento llegue a estar en contacto con el agua caliente, 280
 - evolución
 - de calor de hidratación, 507
 - térmica por hidratación, 460
 - exactitud del muestreo, 144
 - examen petrográfico, 100
 - del concreto endurecido, 445
 - excentricidad accidental, 417
 - excesiva finura, 312
 - exceso
 - de partículas fracturadas, 82
 - de partículas más pequeñas, 522
 - expansión, 12, 296, 321, 355, 362, 99
 - a largo plazo, 36
 - a siete días, 312
 - adicional, 309
 - apreciable, 35
 - causa ruptura en el concreto, 102
 - causada por la formación de etringita, 357
 - dañina, 59
 - de la pasta de cemento, 312
 - del cemento, 36, 100, 279, 296, 303
 - en agua de mar, 296
 - excesiva, 357
 - ilimitada, 99
 - inicial, 306
 - lateral del concreto, 408
 - lateral, 411
 - lenta, 35
 - lineal, 296
 - máxima, 312
 - ocasionada por el movimiento de agua de mar, 296
 - perjudicial, 100
 - puede reducirse, 36
 - residual, 311
 - restringida, 312, 313
 - retardada, 36, 312
 - retrasada de etringita, 355
 - sin restricción, 275
 - térmica, 71, 337
 - y agrietamiento destructivo, 356
 - exposición
 - a alta temperatura, 266
 - a congelación y deshielo, 519
 - a intemperie con sal, 360
 - a la intemperie, 61, 360
 - a muy baja temperatura, 494
 - a sulfatos, 181
 - moderada, 383
 - severa, 383
 - expresiones
 - de predicción de fluencia, 327
 - matemáticas que relacionan la fluencia y el tiempo, 326
 - para contracción, 305
 - expuestos a la abrasión, 96
 - extensibilidad del concreto, 307
 - extracción de corazones, 417
 - muy pequeños, 427
- ## F
- fabricación, 5, 30
 - del cemento portland, 1, 2, 5
 - del cemento, 12, 51
 - facilidad
 - de acabado, 507
 - de bombeo, 494
 - de compactación del concreto, 130
 - factor de
 - angularidad, 79
 - cemento, 524
 - compactación del concreto fabricado, 81
 - compactación, 131, 137, 138, 391, 531, 536
 - durabilidad, 388
 - eficiencia de humo de sílice, 471
 - saturación de cal, 48
 - separación, 382
 - mayor influencia en la corrosión, 394

- influencia en el sangrado del concreto, 141
- factores
 - básicos en el proceso de selección de la mezcla, 510
 - de corrección, 430
 - de la fluencia, 316, 318
 - externos importantes, que influyen en la fluencia, 320
 - que afectan la durabilidad, 337
 - que influyen en la resistencia de los corazones, 431
 - que influyen sobre la fluencia, 326
 - que tienen influencia en la resistencia del concreto a la abrasión, 364
- falsa imagen de la resistencia del concreto de la estructura, 429
- falta
 - de hidratación, 359
 - de paralelismo de las generatrices del cilindro, 418
 - de paralelismo entre las superficies extremas del espécimen, 410
 - de sanidad, 35
- falla
 - al someter a cargas repetidas, 231
 - con el tiempo, 207, 317
 - de cedencia, 236
 - de partículas de agregado grueso, 491
 - del concreto, 412
 - del espécimen, 411
 - del mortero, 379
 - en condiciones de congelación y deshielo, 494
 - en las partículas de agregado grueso, 492
 - final, 204
 - parabólica, 417
 - por fatiga, 231, 235
 - por fatiga, zona de unión, 235
 - por impacto, 85
 - por tensión indirecta, 417
 - por trituración, 203
 - prematura, 408
 - repentina, 408
 - última, 203
- fase
 - de iniciación, 231
 - cristalina, 6, 33
- fatiga
 - en cilindros de concreto, 235
 - del concreto de agregado de peso ligero, 492
- fenómeno
 - de la corrosión, 393
 - reversible, 419
- ferrocilicio, 60
- ferrocromo, 60
- ferromagnesio, 60
- ferromanganeso, 60
- fibra
 - extrema, 419
 - inferior de la viga, 433
 - de acero, 367
- filtro con bloqueo, 151
- finos del cemento, 50
- finura, 54, 49, 51, 55, 56, 58, 59, 61, 63
 - de cemento, 129
 - de la ceniza volante, 461
 - de la escoria, 257
 - de la ggbs, 464, 56
 - de las partículas de cemento, 14
 - del cemento, 17, 270, 170, 229, 264, 302, 318
 - extrema de las partículas de humo de sílice, 469
- flexión
 - excesiva, 330
 - y deformación de la platina, 410
- floculación parcial, 15
- fluencia, 83, 181, 259, 274, 276, 307, 313, 432, 433, 474
 - a edades posteriores, 326
 - a edades tempranas, 324
 - a un año, 326
 - adicional por secado, 320
 - aumento, 318
 - básica, 326, 327, 329
 - carga cíclica, 324
 - de 100 días a temperatura normal, 325
 - de concretos hechos con agregado de peso ligero, 317
 - de concretos hechos con diferentes cementos, 318
 - de especímenes, 329
 - deformaciones y flexiones, 330
 - del concreto cargado a temperaturas elevadas, 323
 - del concreto de agregado de peso ligero, 495
 - del concreto en presas, 326
 - del concreto hecho con cemento expansivo, 319
 - del concreto masivo, 324
 - del concreto para un amplio rango de temperaturas, 323
 - en tensión y en compresión, 330
 - específica, 327
 - específica de largo plazo, 327
 - incremento de la deformación total, 317
 - inversamente proporcional a la resistencia del concreto, 317

- lateral , 324
- máxima, 317
- ocasionada por el efecto de la relación de Poisson, 324
- por secado, 313,319,320, 482
- por secado, del cemento hidratado, 320
- potencial, 316
- recuperación de, 328
- reducción de los esfuerzos internos, 330
- sujeta a carga cíclica, 330, 324
- sujeta a compresión multiaxial, 325
- temprana, 313
- total, 327
- uniaxial, 325
- unitaria, 327
- valor límite, 325
- verdadera o básica, 313
- fluidez, 134
- fluido intersticial, 160
- flujo
 - cortante viscoso, 330
 - cortante, 323
 - de calor, 267
 - de Marsh, 180
 - plástico, 51,66
 - viscoso, 329
- fluorescencia de rayos X, 6
- fluoroaluminato de calcio, 51
- forma, 76, 80, 81
 - angular, 538
 - de la partícula, 78
 - de las partículas y la distribución del tamaño, 458
 - y tamaño del espécimen, 424
 - y textura de la superficie del agregado grueso, la resistencia al impacto, 199
 - y textura del agregado fino, 81
- formación
 - de bolas de cemento, 146
 - de cavidades, 92
 - de clinker, 4
 - de etringita, 312, 359
 - de gel, 99
 - de la espuma, 381
 - de oquedades, 161
 - de la zona de interface, 209
- formas
 - cristalinas, 6
 - de segregación, 140
- forros refractarios, 71
- fractura, 202
 - cuando se aplica compresión uniaxial, 202
- fragilidad del concreto,, 200
- fragmentación, 85
- fraguado, 13
 - acelerado, 276, 65
 - controlado, 172
 - de mortero, 13
 - falso, 13
 - final, 13,34,65
 - inicial, 13,34,65, 170, 276, 459
 - rápido, 65
 - regulado, 51
 - relámpago, 12,65
 - y endurecimiento, 278
- frecuencia, 158
 - de la carga alternada, 234
 - de resonancia, 294, 444
 - de vibración, 157
- frente de carbonatación, 398
- fricción
 - de extremo, 413
 - en las placas, 204
 - entre el espécimen y la platina, 408
 - interna, 127,157
 - superficial, 127
- fuelle
 - de cloruros, 395
 - de iones de cloruro es el agua de mar, 395
- fuerza
 - de dilatación en el concreto, 375
 - de extracción, 440
 - de Van der Waals, 24
- función
 - de la posición del acero, 430
 - de las puzolanas, 472
 - de madurez, 213
 - del microagrietamiento, 330
 - de la relación esfuerzo/deformación, 318
 - primordial del agregado, 315
- fundente, 12, 53,64
- fungicidas, 182

G

gama de resistencias del cemento, 227

ganancia

- de agua, 141
- de resistencia, 32, 71, 255, 259, 271, 319
- gradual de resistencia y contracción por secado reducida, 278

gel, 24

- compuesto por cristales, 24
- de álcali-silicato, 99
- de cemento, 24, 28
- de tobermorita, 10
- para bloquear los capilares, 22
- silicofluórico coloidal, 354

generación de calor moderadamente baja, 52

ggbs, 55, 455, 456

Gillmore, 34

glicol de etileno, 5

goma clorinada, 224

gráfica de granulometría, 106

gradiente

- de esfuerzo, 307
- de humedad, 361
- de temperatura perjudiciales, 390
- de temperatura, 270, 276, 308, 415
- excesivos de temperatura, 281
- térmico, 260

grado

- de abundamiento, 92
- alcanzado, 131
- de compactación, 125, 127, 131, 187, 88
- de control, 518
- de conversión, 66
- de empacamiento, 79
- de hidratación al tiempo de exposición a los cloruros, 457
- de hidratación del cemento, 190, 219
- de hidratación, 329
- de restricción, 411
- de saturación, 377, 490, 389
- de saturación del concreto, 260

grandes presas de gravedad, 52

granito, 301, 317

grano molido crudo, 4

granulométrica ideal, 108, 109

granulometría, 109, 316

continua y escalonada, 111

del agregado a un tamaño máximo, 119

del agregado combinado, 525

del agregado fino, 152, 525, 528, 537

del agregado, 103, 112, 205, 214

del cemento, 15

escalonada, 113, 118, 118

estandarizada, 37

fin, 113

ideales, 521, 524

irregular, 151

más gruesa, 113

pobre, 173

real del agregado, 116

satisfactoria, 151

típica de agregado fino para concreto con agregado precolocado, 156

recomendadas de agregados para concreto lanzado, 155

típicas de agregado grueso para concreto con agregado precolocado, 156

grava, 317

- dolomítica, 269
- natural, dragada del mar, 95

grietas

- de adherencia, 207
- debidas a contracción restringida, 307
- inducidas por esfuerzos, 368
- muy finas, 255, 369
- por contracción plástica, 276
- por fatiga, 236
- típicas de contracción plástica, 295

grupos de sulfonatos, 477

H

haloisita, 10

hematita, 59

hemihidrato, 477

hermeticidad, 367

hidrólisis, 8, 9

- de los silicatos de calcio, 12
- del C_3S , 12

hidróxido de calcio, 53, 57, 58, 60, 66

hidratación

- a largo plazo, 319
- adicional, 11, 226, 492
- completa, 19

- de cemento de alta alúmina, 64
 - de un espécimen, 220
 - del C₃A, 12
 - del cemento, 211, 8,61
 - directa del C₃A, 12
 - inicial, 153, 174
 - inicial de ggbs, 464
 - máxima, 219
 - real, 8
 - retardada, 35, 177
 - selectiva, 9
 - temprana, 476
 - hidrato
 - de aluminato tricálcico, 9,12
 - más vulnerable, 353
 - de aluminato de calcio, 67
 - de cemento ocupan más del doble de su volumen original, 190
 - de silicato de calcio, 9
 - histograma, 447,448
 - historia exacta del curado, 428
 - hornfelsos, 86
 - horno, 4
 - de arco eléctrico, 60
 - rotatorio, 2
 - horstenos, 97
 - porosos, 98
 - huecos causados por la desecación, 489
 - humedad
 - absorbida, 496
 - del agregado, 524
 - del espécimen en el momento de la prueba, 414
 - libre, 524
 - relativa óptima para la corrosión, 394
 - relativa óptima, 398
 - relativa de los poros capilares , 489
 - relativa, 219
 - humedecer
 - antes del mezclado, 498
 - un espécimen completamente seco antes de las pruebas reduce su resistencia, 419
 - humedecimiento y secado alternados, 322
 - humo desílce, 17, 44, 58, 60, 181, 209, 225, 236, 240, 267, 302, 313, 319, 357, 363, 386, 398, 456, 457, 473, 508, 520, 531
 - como reemplazo, 467
 - desarrollo temprano de resistencia, 470
 - difusividad de cloruros, 398
 - eliminación del sangrado, 456
 - reducción del contenido de álcalis del agua de poros, 472
 - humus o margas orgánicas, 94
- I**
- ilitas, 97
 - impermeabilidad al agua, 344,367
 - impermeabilización, 181
 - importancia
 - de la resistencia del cemento con respecto a la resistencia del concreto, 227
 - del agrietamiento, 368
 - del rebote, 154
 - intrínseca de la resistencia a la compresión del concreto, 405
 - impurezas, 9,29,54, 93
 - del agua, 125
 - orgánicas, 94
 - inclusión de aire, 377,379
 - en el concreto lanzado, 155
 - efecto sobre la contracción, 303
 - inclusión de puzolanas, 268
 - inclusiones expansivas, 97
 - incorporación de ceniza volante, 457
 - incremento
 - continuo en la resistividad eléctrica, 240
 - de carga, 207
 - de la resistencia, 414
 - de la resistencia a la compresión, 419, 426
 - de la trabajabilidad, 176
 - de masa, 296
 - en el nivel de resistencia, 428
 - en la resistencia última, 407
 - en la resistencia, 230
 - indicación de la porosidad, 338
 - indicador
 - de la durabilidad, 519
 - de la resistencia del concreto, 138
 - índice, 98
 - de angularidad, 111
 - de laminación, 79
 - hidráulico, 464
 - superficial, 111
 - puzolánico, 458
 - inestabilidad, 231

influencia

benéfica de la ceniza volante, demanda de agua, 462
 considerable en la trabajabilidad, 114
 de h/d sobre la resistencia del concreto, 413
 de la ceniza volante sobre las propiedades del concreto fresco, 459
 de la condición de humedad durante la prueba, 292
 de la distribución de tamaño de partículas del cemento, 30
 de la granulometría sobre la segregación, 140
 de la hidratación sobre la fluencia, 319
 de la humedad relativa, 320
 de la porosidad sobre la resistencia, 208
 de la rapidez de carga, 238
 de la rapidez de deformación, 433
 de la rapidez de enfriamiento, 389
 de la resistencia del concreto sobre la fluencia, 318
 de la salinidad del agua, 240
 de la temperatura de curado, 251
 de la temperatura del aire sobre el retraso del tiempo de fraguado inicial, 173
 de la temperatura del concreto fresco sobre la resistencia, 249
 de la temperatura durante la edad temprana, 250, 254
 de la temperatura en el momento del colado, 251
 de la temperatura inicial, 213
 de la temperatura sobre la fluencia, 322, 329
 de la temperatura sobre la resistencia, 213
 de las proporciones de la mezcla sobre la trabajabilidad, 129
 de los aditivos reductores de agua, 175
 de los álcalis y del yeso, 30
 de los álcalis, 30
 de los superfluidificantes, 181
 de los vacíos sobre la resistencia del concreto, 390
 de una compactación incompleta, 215
 del agregado en la resistencia a la flexión, 199
 del agregado en la resistencia del concreto, 83
 del cemento sobre la resistividad, 241
 del contenido de agregado en el coeficiente de expansión térmica, 262
 del contenido de agregado en la resistencia del concreto, 200
 del contenido de humedad sobre la resistencia, 268
 del contenido de humedad sobre la carbonatación, 349
 del curado sobre la resistencia, 222, 292, 460
 del empaque entre la platina y el espécimen sobre la resistencia de cilindros, 413
 del esfuerzo sobre la fluencia, 317
 del humo de sílice sobre la permeabilidad, 471
 del humo de sílice sobre la resistencia a la congelación y deshielo, 472
 del material de cabeceo, 408
 del módulo de elasticidad, 474

del pH, 363
 del secado sobre la fluencia, 495
 del tamaño del cilindro, 422
 del tamaño del espécimen, 420
 del tamaño del espécimen sobre la contracción, 306
 del tiempo de mezclado sobre la resistencia, 145
 del tipo de agregado, 521
 del tipo de equipo de trituración, 79
 del volumen de agregado en la resistencia a la tensión, 200
 del volumen de poros sobre la resistencia, 194
 de la temperatura y la humedad relativa del aire circundante, sobre la evaporación, 219
 en la contracción, 181
 en la granulometría sobre la trabajabilidad, 529
 importante del agregado sobre la resistencia, 536
 indirecta del yeso, 318
 sobre fluencia básica, 319

información acerca del interior de un elemento de concreto, 443

ingreso

de agentes dañinos, 361
 de cloruros, 400
 de cloruros en el concreto, 396
 de cloruros progresivo, 396
 de iones de cloruro, 395
 progresivo de sales, 396

inhibidor de la corrosión, 169

inhibidores integrales de la corrosión, 401

inicio de la corrosión, 394, 397

insecticidas, 182

insertos de concreto, 441

intemperismo, 89

interface, 338

del agregado, 82

interpretación de los resultados de las pruebas no destructivas, 436

intervalo de confianza, 435

intrusión de mercurio, 338

iones

agresivos, 338
 de cloruros solubles en agua, 395
 de cloruros, 393
 sustitutos, 6

J

Joseph Aspdin, 1

junta de
 contracción, 276
 construcción, 427
 expansión y contracción, 260

L

límite

adicional de granulometría, 114
 amplio de granulometría del agregado, 111
 de deformación, 432
 de fatiga, 231, 234
 de granulometría para agregado, 116
 de proporcionalidad, 317
 de resistencia a la fatiga, 231
 de sosa, 361
 en turbidez, 126
 estricto en el contenido de cloruros del concreto, 395
 inferior de proporcionalidad, 317
 sobre el contenido total de iones de cloruro, 182
 superior de la resistencia, 226
 superior de proporcionalidad, 317

la fluencia no está influida por el tipo de cemento, 318

La prueba (Deval) de atrición, 85

laminación, 81

laterita, 82

lava oscura vesicular con ceniza, 484, 501

Le Chatelier, 9, 10

lechada, 2
 para concreto postensado, 496

Leighton Buzzard, 85

Ley

de Abrams, 187
 de Boyle, 387
 de masa, 243
 de Stoke, 15
 de conductividad, 241

liberación

iones de cloruro, 397
 los cloruros adheridos, 398

lignito, 59

lignosulfonato, aumento en la contracción, 175

límite

a 0.02 por ciento de sosa, 176
 del contenido de álcali, 361

del contenido de humo de sílice, 472
 del contenido de peso de ceniza volante, 463
 del contenido total de éstos en el concreto, 362

limo, 75, 94

limpieza

con llama de superficies de concreto, 271
 de las tuberías, 150
 del agregado, 474

Lista de sustancias que causan ataque químico muy severo al concreto, 353

lixiviación, 358, 391, 61

del cemento, 354
 por agua de mar, 359

lixiviar, 353

localización de los corazones, 427

longitud de agrietamiento, 207

longitud de cadena molecular, 477

longitud de la viga, 444

losa de carretera, 276

lubricar con mortero, 150

lutita expandida, 485

lutita pulverizada, 485

lluvia ácida, 354

M

máquina

de análisis rápido, 162
 de pruebas de menor capacidad, 420
 de prueba, 411

mármol, 317

máxima relación agua/cemento, 508

máximo contenido de cemento, 508

máximo de ultrafinos, 108

método

británico de selección de la mezcla (diseño de mezcla), 535
 cuenta puntos, 445
 de adsorción de nitrógeno, 17
 de Blaine, 49
 de calor de solución, 33
 de compactación, 520
 de curado, 224
 de curado autógeno, 435
 de desviación estándar, 514

- de determinación del coeficiente de expansión térmica lineal del mortero, 265
- de frecuencia resonante, 444
- de Lea y Nurse, 16
- de molienda, 15
- de permeabilidad al aire, 16
- de presión, 387
- de prueba para la determinación del contenido de álcalis del cemento, 362
- de prueba para la prueba de extracción, 440
- de prueba para la resistencia a la penetración, 439
- de sedimentación, 95
- de trituración, 474
- de Wagner, 16
- del cálculo del contenido de álcali, 361
- del sartén, 91
- dinámico para determinar la relación de Poisson, 293
- estándar para determinar la cantidad de mica, 96
- exacto de seleccionar las proporciones de la mezcla, 509
- gravimétrico, 387
- más común para medir el calor de hidratación, 26
- optativo de prueba, 34
- para determinar el contenido de humedad, 91
- para hacer cilindros de prueba, 406
- para la determinación de la contracción, 305
- para la determinación del contenido total de humedad del agregado, 91,92
- termogravimétrico, 10
- volumétrico, 387, 533
- métodos
 - de compactación, 128
 - de control, 401
 - de curado, 260
 - de determinación de porosidad, 196
 - de determinación del sangrado, 141
 - de examen petrográfico, 76
 - de fabricación, 47
 - de fabricación del cemento, 229
 - de Lea y Nurse, 16
 - de prueba para mezclas de diferente trabajabilidad, 136
 - de prueba para sangrado, 141
 - normalizados para la determinación del contenido de cemento portland, 445
 - para determinar la densidad en estado fresco, 488
 - para evitar la congelación del concreto fresco, 375
 - para medir el contenido total de aire, 387
- mínima densidad, 508
- mínimo de propiedades, 507
- módulo al tiempo de aplicación de la carga, 320
- módulo de elasticidad, 83, 181,203,209, 235,259,273, 288, 291, 307, 319, 320, 410, 473, 474, 479, 480, 493, 500
 - de la pasta de cemento, 442, 479
 - de los agregados, 83, 442
 - de Young, 287
 - del acero, 411
 - del agregado de peso ligero, 292
 - del agregado, 291,299,313,315,316
 - del concreto, 268, 313, 433, 480,493
 - del concreto celular, 497
 - del concreto de agregado de peso ligero, 493
 - del concreto de alto desempeño, 480
 - del concreto en tensión, 292
 - del concreto muy joven, 330
 - del concreto que contiene humo de sílice, 471
 - del mortero, 306
 - en cortante, 292
 - menor, 494
- módulo
 - de finura, 107, 151, 474,529
 - de finura del agregado fino, 532
 - de ruptura, 415,416,419,433, 479,538
 - dinámico, 288,292,293
 - dinámico de elasticidad, 293, 357, 388, 441,444
 - dinámico de elasticidad del concreto, 444
 - químico, 464
 - secante, 288,292
 - secante de elasticidad, 232, 291
 - tangente, 287
 - teórico de ruptura, 417
 - de elasticidad, 195
 - de elasticidad de las partículas de agregado de peso ligero, 492
- macroporos, 196
- madurez, 211, 225,255
- magnesia libre, 35
- magnetita, 59
- magnitud
 - de la contracción, 303,306
 - total de la contracción, 310
- mala resistencia a los agentes descongelantes, 463
- mampuestos, 120
- manchas oscuras, 359
- manejo inapropiado de agregado, 120
- manejo, 120
- marcasitas, 97

- martillo eléctrico, 159
- masa
 - de agua perdida, 297
 - del agregado húmedo, 92
 - mínima de las muestras para prueba, 77
- materia orgánica, 224
- materia prima, 2
- material
 - aireado, 4
 - amorfo, 5,58
 - cementante, 33,45,55,56, 465,531
 - cementante total, 457
 - de cabeceo empleado, 480
 - disponible localmente, 521
 - finamente molido, 61
 - ideal para cabecear, 408
 - inerte, 75
 - intersticial prismático, 12
 - perfectamente elástico, 287
 - puzolánico artificial, 58
 - refractario, 2
 - silíceo finamente dividido, 362
 - silíceo, 57
 - similar al clinker, 486
- materiales
 - abrasivos, 363
 - calcáreos, 2
 - cementantes, 1,44,62, 108, 167, 319, 351,363, 398,399, 445, 456, 478, 482, 511, 519, 520, 526, 528, 531
 - cementantes individuales, 44
 - de cabeceo apropiados, 408
 - de desperdicio industrial, 43
 - de reemplazo, 43
 - específicos y seleccionados, 531
 - intersticiales, 23
 - puzolánicos, 58
 - reactivos, 99
 - refractarios, 71
 - suplementarios, 43
- materias primas, 8,63
- mayor
 - dispersión de resultados, 425
 - finura, 14
 - fuerza de adherencia, 80
 - módulo de elasticidad, 289
 - resistencia a la fatiga, 233
- mecánica de fractura, 206
- mecanismo
 - exacto de ruptura del concreto, 201
 - osmótico, 11
 - de expansión, 355
 - de inestabilidad, 386
- medición
 - de la difusividad, 262
 - de la abrasión, 364
- mediciones
 - óptico-electrónicas, 10
 - de actividad de resistencia, 461
 - de porosimetría, 196
- medida
 - cuantitativa de la durabilidad, 266
 - de trabajabilidad, 132
 - verdadera de la resistencia a la compresión del concreto, 412
- medidor
 - común de aire del tipo de presión, 387
 - de flujo, 16
- medidores
 - de absorción, 92
 - de la madurez, 214
- medio homogéneo, isotropo y elástico, 441
- mejor
 - trabajabilidad, 464
 - transferencia de esfuerzos, 493
- mejora en resistencia por carga, 233
- mejora de la trabajabilidad, 456
- mejoramiento de la microestructura de la pasta de cemento, 461
- membrana, 224
 - de curado, 224,225
 - a prueba de agua, 182
- menor
 - permeabilidad, 472
 - tamaño máximo, 474
 - tamaño máximo del agregado, 237
- mesa de impacto, 159
- mesa vibratoria, 158, 37, 158
- metacaolín, 58
- metanol, 171
- mezcla
 - caliente, 259
 - cohesiva y trabajable, 108

- cohesiva, 177
- con más arena, 391
- de compuestos, 7
- de diseño, 509
- de ensayo, 533
- de prueba de laboratorio, 510
- diseñada , 509
- hecha y utilizada en obra, 510
- húmeda, 128
- normal, 509
- pegajosa, 182
- pobre, 199, 521
- rica, 54, 199
- rica, contracción y agrietamiento, 507
- satisfactoria, 510
- seca, 277
- suficientemente trabajable, 473
- verdaderamente cohesiva, 521
- mezclado
 - continuo, 4
 - de concreto fluido, 147
 - en planta, 147
 - en tránsito, 147
 - o agitación prolongada, 179
 - parcial, 147
 - perfecto, 475
 - y contenido de aire resultante, 385
- mezcladora
 - basculante, 142
 - no basculante, 142
 - continuas modernas, 143
 - de acción forzada, 142
 - de tambor giratorio de camión, 143
 - del tipo de artesa, 142
 - del tipo de tambor, 143
 - especializadas en concreto lanzado, 143
- mezclar a mano, 147
- mezclas
 - comparativamente económicas, 507
 - de alta resistencia , 151
 - de consistencia rígida, 130
 - de ensayo, 521,526,537,539
 - de prueba, 182, 509
 - más ricas, 222, 391
 - muy pobres, 391
 - pobres, 132, 423
 - relativamente ricas, 155
 - ricas, 119, 130,142, 366, 423
- MgO presente en el vidrio, 35
- mica libre, 96, 485
- microagregado, 462
- microagrietamiento, 207, 231,238
 - temprano, 338
- microesferas plásticas, 387
- microestructura, 351
 - de la pasta de cemento hidratado, 456
 - de la pasta, 9
 - de la zona de interface, 209
- microsílica, 60
- microscopio
 - óptico, 33
 - electrónico de exploración, 6,9, 207
- miembros
 - delgados, 268
 - esbeltos, 225
- mina o cantera, 226
- minerales
 - arcillosos, 10
 - inorgánicos, 61
- modelo de Bingham, 135
- modernización de las fábricas de cemento, 230
- modificación específica, 167
- modos de ataque por el mar, 360
- mojado y el secado alternados, 357
- molde para la prueba de revenimiento, 130
- moldes
 - de acero, 406
 - del cilindro especificados, 406
- molienda, 5,51,55
 - de circuito cerrado, 5
- molino
 - de bolas, 5, 2,54
 - de lavado, 2
- momento de descimbrar, 432
- monitoreo del módulo de elasticidad, 441
- montmorilonita, 10, 97
- mortero de cal, 1
- mortero más plástico, 62
- movimiento

armónico, 158
de agua, 381
de agua freática, 356
de humedad, 268, 297, 308, 494
de humedad para mortero y concreto, 308
de humedad y la contracción, 308
de los iones, 398
térmico, 276
térmico restringido, 367
diferenciales, 102

muestra, 77, 84, 446
que va a ser probada, 84

muestras
seleccionadas al azar, 421
tomadas al azar, 227

muro
delgados, 243
poroso, 244
que no soportan carga, 500

N

nódulos sinterizados, 485

número
de angularidad, 79
de ciclos de cargas, 231
de rebote, 437
de resultados de prueba abajo del valor especificado de resistencia, 511

naturaleza de la fluencia, 329

Ningún resultado de prueba abajo de $f'c$, 512

nitrógeno líquido, 278

nitrate de sodio, 169, 281

nitrito de calcio, 169, 281

Nitritos de sodio, 401

nivel
de trabajabilidad, 537
original de revenimiento, 148

O

observaciones de Powers sobre la relación gel/ espacio, 31

obtención de trabajabilidad aceptable, 113

objetivo primordial del curado con vapor de agua, 254

omisión del agregado fino, 498

ópalo, 99

óptimo contenido de yeso, 302

óxido

de cromo, 54
de fierro, 53, 55
de hierro, 5
de manganeso, 53, 55
férico, 347, 393

óxidos

de fierro, 54
de sodio y potasio, 6

operación de cuarteo, 78

operador de la boquilla, 154

oquedades, 161

orden de alimentar los ingredientes en la mezcladora, 146

orientación del corazón, 430

otros métodos de selección de la mezcla, 538

oxígeno, 338

oxidación adicional para formar herrumbre, 393

P

pérdida

adicional en la resistencia, 70
consecuente de resistencia, 126
de agua, 219
de aire, 386, 426
de altura, 150
de estas burbujas, efecto nocivo sobre la resistencia del concreto, 386
de humedad, 434
de humedad del concreto, 220
de ignición, 487
de presfuerzo, 330
de resistencia a causa de curado deficiente, 222
de resistencia a la compresión, 267
de resistencia como función de la temperatura, 267
de resistencia en conversión, 69
de resistencia, 67, 68, 69, 148, 250, 270, 278, 353, 384, 386, 388, 410, 419
derevenimiento, 138, 139, 147, 148, 250, 475, 482, 490
de revenimiento con el tiempo, 139
de trabajabilidad, 179, 478
de transmisión de sonido, 242
de volumen del concreto, 363
del esfuerzo inicial, 311
del revenimiento, 507
en todas las edades, 255

- más baja de revenimiento, 476
- media de resistencia, 407
- neta de resistencia, 391
- por ighición , 7, 59
- promedio de resistencia a comprensión, 390
- real de agua, 219
- temprana de revenimiento, 464
- para bombeo, 152
- partícula esférica, 15
- partículas, 79
 - altamente porosas, 387
 - cristalinas, 23
 - de baja densidad, 96
 - de gel, 22, 308, 330, 343
 - de piritá, 97
 - extremadamente finas, 109
 - fibrosas, 10
 - finas, 99
 - finas en la mezcla, 521
 - inestables, 96
 - más finas, 114
 - planas, 10
 - suaves, porosas y mineralógicamente heterogéneas, 81
- parte lineal de la curva esfuerzo-deformación, 479
- parte sólida de gel, 23
- pasivación, 348
 - del acero embebido, 463
- pasta de cemento, 190, 81,82
 - de alta alúmina, 70
 - hidratada, 201, 67
 - hidratada, porosidad, 197
- pastas jóvenes, 264
- patrón
 - continuo de agrietamiento, 207
 - de agrietamiento superficial, 361
 - de comportamiento en pruebas de módulo de ruptura, 421
 - de grietas, 208
 - del comportamiento, 234
- pedernales
 - opalinós, 58
 - porosos, 97
- película lubricante, 151
- peligro de segregación, 140, 174
- penetrabilidad del concreto, 339, 519
- penetrabilidad por cloruros, 457
- penetración
 - de la esfera de Kelly, 489
 - del concreto por agentes agresivos, 463
- pentaclorófenol, 182
- período
 - de curado, 225
 - de curado con vapor, 256
 - de curado mínimo deseable, 471
 - de elevación de temperatura, 256
 - de enfriamiento, 256
 - de retraso, 256
 - de secado, 308
 - latente, 11
 - mínimo de siete días de curado en agua fresca, 361
 - muy largo de curado, 258
 - óptimo de curado, 258
- períodos
 - indicativos del secado del concreto, 298
 - mínimos de curado, 225
- perciclás, 35
- perlita, 387, 485
 - expandida, 501
- permeabilidad, 51,61, 219, 187, 221,230,259, 337, 391, 471
 - al agua, 466
 - al aire, 340,346,347, 67
 - de la pasta, 100, 375
 - del concreto, 342, 494, 338
 - del concreto aireado, 498
 - extremadamente baja a iones de cloruros, 481
 - intrínseca, 339
 - intrínseca del concreto, 346
 - intrínseca, K, 346
 - muy baja, 462
 - de rocas y pastas de cemento, 343
- peso
 - aparente, 60
 - de agua libre, 524
 - de la lechada, 60
 - del agregado fino, 529
- peso específico, 54,59,67,86,88,482,488,491,523,525,529,538
 - absoluto, 86
 - aparente de las partículas finas de peso ligero, 492
 - aparente, 484,485,488,491, 87,88
 - constante, 129
 - de la ceniza volante, 59

- de la ggbs, 55
- de las microesferas, 387
- de las partículas de agregado en estado saturado y superficialmente seco, 488
- de los minerales, 87
- de los productos de hidratación, 18
- del agregado, 387, 538
- del agregado fino, 529
- del cemento, 193
- del cemento portland, 55,60
- del humo de sílice, 60
- variable, 129
- peso
 - suelto y húmedo de los agregados grueso y fino, 533
 - volumétrico, 487
 - volumétrico de arena seca y húmeda, 93
- petróleo, 4
- pH, 33, 60, 125
 - del agua de mar, 359
 - indicador del ataque potencial, 354
- picaduras y descascaramiento, 96
- picnómetro, 91
- piedra
 - caliza, 260, 61,63
 - de carborundo, 437
 - pómez, 387, 484,485,486,501
- pigmento
 - blanco, 224
 - de color, 54
- pilas
 - de almacenamiento, 118
 - de material almacenadas, 77
- piritas de hierro, 97
- pizarras, 58
- placas de cepillos de acero, 204
- planeación de pruebas no destructivas, 437
- planicidad y paralelismo de los extremos, 407
- plano débil, 157
- planos de cortante inclinados, 203
- planta de concreto prefabricado, 161
- plasticidad, 13, 173
- platina
 - "blanda", 410
 - de la máquina de pruebas, 407,408, 424
- población, 446
- poco
 - microagrietamiento, 494
 - sangrado, 469
- polímeros, 367
 - orgánicos, 176
- poliestireno expandido, 501
- polvo
 - de aluminio, 496
 - más finos, 17
- poner en servicio a una edad temprana, 155
- porcentaje
 - conveniente de aire incluido, 384
 - de escoria, 56
 - de pérdida de masa, 85
 - de vacíos, 79
 - del óxido, 6
 - típicos de material rebotado, 154
- poros, 338
 - capilares, 17,22,24, 190, 220,239,263, 320, 343, 390
 - interconectados, 22
 - de gel, 18, 24, 263, 17,22,24, 320, 375,390,397
 - de gel y aire incluido, 193
 - del agregado, 89
 - discontinuos, 338, 345
 - esférico, 196
 - impermeables, 87
 - menores, 89
 - ultramicroscópicos, 24
- porosidad, 19, 67, 195, 193, 338
 - capilar, 22, 343
 - de algunas rocas comunes, 89
 - de los agregados, permeabilidad y absorción, 89
 - del agregado influencia del concreto, 316
 - del agregado, 89
 - del concreto, 342
 - del estrato de cemento, 16
 - del gel, 22,23
 - todavía más baja, 467
 - total del concreto, 89
- porosimetría de intrusión de mercurio, 17, 197, 471
- posición del corazón, 429
- potencial de expansión, 264
- práctica normalizada, 406
- precalentador, 4

precaución acerca del uso de agua hirviendo, 435

precipitación de los productos de la hidratación, 9

precisión de la media, 425

predecir

- la fluencia del concreto, 318
- la resistencia del cemento, 30

presa de gravedad, 88, 275

presencia

- de agua libre, 92
- de carbón, 96
- de cloruros en el concreto, 126
- de grietas, 429
- de herrumbre, 393
- de huecos en el concreto, 384
- de partículas elongadas, 80
- de vacíos, 391
- de vidrio, 30
- de yeso y otros sulfatos, 97
- del carbono en la ceniza volante, 459

presión de

- dilatación del concreto, 376
- dilatación, 375
- de expansión, 262
- de la cimbra, 161
- de poros, 203
- de saturación, 219
- de vapor saturado, 304

presión

- expansiva, 99
- hidráulica, 375, 99
- hidrostática, 177,181
- osmótica, 375,391
- total hidrostática, 329

prevención

- de la corrosión, 397
- de la corrosión del acero, 401
- de la expansión excesiva, 363
- del agrietamiento, 276
- del agrietamiento y la durabilidad, 275

prevenir la expansión, 363

primera mezcla de ensayo, 534

principales

- compuestos cementantes, 9
- de agentes de inclusión de aire, 381

principio de superposición, 329

probabilidad

- de la resistencia de un espécimen, 448
- de sobrevivencia en fatiga, 234
- de un espécimen, 511

probarse un número mayor de corazones, 428

problema

- de segregación, 108
- de conversión, 70
- de fricción, 151

procedimientos

- para cabeceo, 408
- para curado acelerado, 434

proceso

- de hidratación, 9
- de mezcla húmeda, 154
- de mezcla seca, 154
- húmedo, 2,4
- por vía seca, 4
- seco, 5
- básico de aplicación del concreto lanzado, 154
- seco y semisecho, 4

producción de cal, 359

producir un sistema inestable de vacíos, 385

producto final de la hidratación, 10

productos

- cristalinos, 13
- de corrosión, 394
- de hidratación, 171, 219, 259, 8, 10, 20, 222
- de hidratación del cemento, 435
- industriales secundarios, 457
- prefabricados, 257, 340

profundidad

- de carbonatación, 348, 351, 467, 348
- de penetración del agua, 346
- del desgaste, 364
- del recubrimiento, 221

progreso

- de la carbonatación, 348
- de la contracción, 306
- de la corrosión del acero, 239
- de la corrosión, 398,399,401
- de la fluencia, 323
- de la hidratación, 343
- de la hidratación, 456
- de la reacción álcali-sílice, 99
- de la reacción puzolánica, 460

- promedio de una producción, 227
- propósitos de aislamiento, 497
- propagación
 - de la falla, 201
 - lenta del agrietamiento, 207
- propensión a segregación, 140
- propenso al agrietamiento, 275
- propiedad física o química, 45
- propiedad vital del cemento, 14
- propiedades
 - acústicas, 242
 - acústicas del concreto, 243
 - aditivas de la fluencia, 313
 - cementantes latentes, 44
 - de aislamiento, 271
 - de aislamiento térmico, 344
 - de alta resistencia temprana del cemento, 230
 - de contracción, 301
 - de la interface, 190
 - de la pasta de cemento hidratada, 519
 - de los cementos, 7
 - de los concretos con diferentes ingredientes, 456
 - de trituración del agregado, 84
 - de una "buena" curva granulométrica, 108
 - del agregado, 197
 - del agregado que afectan la resistencia del concreto, 81
 - del cemento, 227, 302
 - del concreto aireado en autoclave, 498
 - del concreto de la zona superficial, 364
 - del concreto fresco, 125
 - del concreto lanzado, 154
 - del concreto tal como fue colado, 406
 - del concreto, 508, 510
 - del gel, 192
 - dieléctricas o aislantes, 239
 - elásticas del agregado, 327, 480, 493
 - eléctricas, 239
 - eléctricas típicas del concreto, 240
 - físicas, 58
 - físicas de los hidratos de silicato de calcio, 10
 - físicas del gel de cemento, 17
 - físicas del humo de sílice, 467
 - físicas y químicas de la ceniza volante, 458
 - hidráulicas, 6
 - hidráulicas latentes, 45
 - hidrófobas, 61
 - intrínsecas de la mezcla, 314
 - mecánicas del agregado grueso y la pasta de cemento, 207
 - mínimas especificadas, 507
 - normales, 167
 - químicas de la cal hidráulica, 1
 - químicas y de la finura del cemento, 458
 - químicas y físicas de los agregados, 81
 - reológicas, 477
 - reológicas fundamentales del concreto, 135
 - térmicas, 474
 - térmicas del concreto, 260
 - térmicas del concreto endurecido, 249
 - típicas de concreto aireado en autoclave, 497
 - típicas de concreto sin finos, 498
 - típicas de concretos de peso ligero comunes, 483
- Proporción de fracciones de agregado grueso de acuerdo con el método británico, 536
- proporcionalidad entre la fluencia y el esfuerzo, 317
- proporcionamiento
 - de la mezcla, 507, 538
 - de la mezcla puede ser fácilmente programado para uso de computadora, 529
- proporciones
 - de ggbs y de cemento portland, influencia en el desarrollo de resistencia del concreto, 465
 - de la mezcla, 66, 128, 539
 - de mezcla con resistencias superiores, 516
 - del concreto, 462
 - volumétricas, 525
- protección
 - al acero de refuerzo contra la corrosión, 472
 - catódica, 361
 - completa del daño por congelación, 381
 - contra clima frío, 214
 - contra congelación y deshielo, 387
 - contra corrosión, 61
 - contra el fuego, 400
 - del acero de refuerzo, 351, 400, 518
 - del concreto, 392
 - para el acero, 269
 - satisfactoria respecto a congelación y deshielo, 382
- protecciones contra el viento, 277
- prueba
 - a escala natural, 180
 - americana para sanidad del agregado, 98
 - británica para sanidad de agregado, 98
 - colorimétrica, 94
 - con fenolnaftaleína, 352

convencional de Le Chatelier, 64
 de abrasión de bolas de acero, 364
 de absorción, 340
 de adherencia estática, 236
 de anillo, 422
 de barras de mortero, 100
 de campo, 95
 de capacidad de absorción, 342
 de carga en los tercios, 415
 de control, 538
 de control de calidad, 436
 de chorro de arena, 366
 de desgaste, 86
 de dos puntos, 135
 de esfera de Kelly, 489
 de factor de compactación, 131
 de fluidez, 134, 137, 140
 de fractura interna, 441
 de la bola de acero, 364
 de la esfera, 135
 de Le Chatelier, 34, 49
 de Los Angeles, 85
 de minirrevenimiento, 180
 de permeabilidad, 345
 de remoldeo, 132
 de resistencia del cemento, 228
 de revenimiento, 130, 131, 134, 469
 de rompimiento, 441
 de rueda de cepillar, 364
 de tensión indirecta de cubos, 418
 de un corazón de concreto, 427
 de valor de abrasión en partículas de agregado, 85
 de valor de trituración, 85
 de valor del 10% de agregados finos, 84
 de Vebe, 133, 137
 del clinker, 35
 del disco giratorio, 363
 del factor de compactación, 137
 del martillo de rebote, 437
 del martillo de Schmidt, 437
 del medidor de flotación, 91
 del sifón, 91
 determinación del contenido de cemento, 445
 efectuada por Le Chatelier, 35
 en autoclave, 36
 normal de concreto, 57
 normal de mortero vibrado, 57
 normal de trituración, 84

para angularidad, 79
 para dilatación crítica del concreto, 379
 para finura, 15
 para determinar el contenido de aire del concreto, 387
 para la composición del concreto fresco, 163
 para la expansión por congelamiento, 379
 para la resistencia en flexión bajo carga en el centro del claro, 416
 para medir la resistencia a la compresión de cilindros de roca, 83
 para valor de trituración, 84
 preliminar, 224
 química rápida, 100
 rápida para la penetrabilidad de los iones de cloruro, 400
 real de campo, 224
 tradicional, 436

pruebas

aceleradas de congelación y deshielo, 389
 aceleradas de fluencia, 325
 aceleradas de resistencia, 32
 de Abrams, 145
 de abrasión, 85, 364
 de concreto, 37
 de especímenes normales, 480
 de impacto, 237
 de impacto en tensión indirecta, 237
 de impacto sobre especímenes, 236
 de laboratorio en fábricas de cemento, 14
 de laboratorio que usan cementos, 30
 de laminación y elongación, 80
 de mortero vibrado, 37
 de resistencia a la compresión, 405
 de resistencia acelerada en concreto de alto desempeño, 480
 de resistencia en mortero, 94
 de revenimiento, 137
 en concreto de 50 años de edad, 318
 en concreto de alta resistencia, 267
 en concreto fluido, 147
 en corazones, 478
 en el lugar, 436
 en estado seco, 427
 en los laboratorios de las fábricas de cemento, 33
 en una condición húmeda, 418
 indirectas, 82
 mecánicas destructivas, 405
 no destructivas, 405, 436
 sobre uniformidad de mezclado, 144

puesta en servicio, 51

pulido conduce a una mayor resistencia, 409
 pulido de los extremos del cilindro, 409
 pulsación ultrasónica permite medir el espesor de losas de concreto, 443
 pumicita, 58
 punto
 de colado, 387
 de discontinuidad, 203
 de saturación, 478
 de vista petrográfico, 76
 purgado de la mezcladora, 143
 puzolana, 57, 275, 357,363
 artificial, 58
 natural, 44, 58

Q

Qué cemento usar para un propósito dado, 62
 qué método o técnica de curado se debe usar, 224

R

rápida
 ganancia temprana de resistencia, 230
 hidratación, 50
 hidratación inicial, 249
 rápido desarrollo de resistencia, 50
 radio hidráulico de los poros, 99
 radiografía , 443
 radiografía de neutrones, 207
 rama de histéresis, 231
 rango
 de resistencias de especímenes, 144
 constante de esfuerzo, 234
 de esfuerzo, 234
 de frecuencias, 158
 de pesos específicos , 87
 de resistencias, 528
 de valores de resistencia, 435
 de valores, 447
 rapidez de
 absorción superficial, 341
 aplicación de carga, 411, 432
 aplicación de esfuerzo, 237, 432
 aumento en la resistencia, 229
 bombeo, 531

carbonatación, 348,349
 carga, 418
 congelación, 375
 constante de esfuerzo, 406
 contracción, 303
 corrosión, 397
 corrosión, por alcalinidad, 398
 de enfriamiento, 5
 deformación, 238
 desarrollo del calor, 26, 274, 456
 endurecimiento, 35,47,65
 endurecimiento lenta, 256
 endurecimiento del cemento sobresulfatado, 57
 evaporación, 276, 303
 evaporación, humedad de la superficie , 419
 evolución del calor de hidratación, 11, 28
 fluencia, 320,323
 ganancia de resistencia del concreto con ceniza volante, 64, 460
 generación de calor, 275
 hidratación, 174,209, 344, 464, 9,30,31
 hidratación de un espécimen, 220
 hidratación fraccionaria, 31
 hidratación, con temperatura, 211
 la erosión, 366
 la pérdida de revenimiento, 276
 normal de ganancia de resistencia, 256
 normalizada, 432
 pérdida de agua, 298
 reacción, 400
 resistencia, 52
 sangrado, 142
 secado del concreto, 303
 sedimentación, 141
 solubilidad, 477
 temprana de hidratación, 27
 rastreador radiactivo, 144
 razones de durabilidad, 520,536
 reacción
 álcali- sílice, 125, 401, 361, 457, 464, 481
 álcali-carbonato, 463
 álcali-sílice en concreto de agregado de peso ligero, 494
 álcali-sílice, consecuencias, 100
 catódica, 393
 con C₃A, 397
 con la cal, 359
 de cal-sílice, 259

- de hidróxido de calcio, 55
- de sílice con el hidróxido de calcio, 460
- escoria y sulfato de calcio, 57
- expansiva, 70
- expansiva álcali-sílice, 472
- perjudicial, 101
- puzolánica, 257, 467,469,492,498
- puzolánica de la ceniza volante, 459
- topoquímica, 355
- reacciones
 - álcali-sílice, 337
 - álcali-sílice y álcali-carbonato, 102
 - anódicas, 393
 - de corrosión, 400
 - de hidratación, 471
 - expansivas, 99, 363
 - expansivas en el concreto, 102
 - iniciales de hidratación, 178
 - puzolánicas, 351, 459,471
 - químicas, 25
 - químicas nocivas, 99
 - tempranas, 459
 - tempranas de hidratación, 50
- reactancia capacitativa del concreto, 242
- reactividad
 - de álcalis, 466
 - de la ceniza volante, 460
 - del vidrio, 33
 - física de agregado, 100
 - potencial del agregado, 100
 - real de la gbs, 456
- rebote, 154
- recipiente con presión elevada, 434
- recipientes para contención nuclear, 508
- recubrimiento
 - de concreto, 397
 - de concreto de baja permeabilidad, 401
 - del acero de refuerzo, 169, 351, 368, 397
 - hidrófobo, 488
- recubrimientos, 93
 - de arcilla, 94
 - químicamente reactivos, 94
- recuperación
 - de fluencia, 314,318,328
 - instantánea , 314
- rechazo
 - automático del concreto , 512
 - del concreto, 512
- redisolución, 66
- redistribución de esfuerzos, 236, 298
- redondez, 78
- redosificación de superfluidificante; 179
- redosificación, 181
- reducción
 - a partículas finas, 380
 - de la contracción, 299
 - de la demanda de agua, 456, 459
 - de la expansión, 362, 363
 - de la permeabilidad, 102, 344, 363, 457, 471
 - de la reacción álcali- sílice, 463
 - de la relación agua/cemento, 177
 - de la resistencia a largo plazo, 250,255
 - de la tensión superficial del agua, 381
 - de la trabajabilidad de la mezcla, 179
 - de porosidad total, 31, 471
 - de resistencia, 408,428, 460
 - de sangrado, 469
 - de variabilidad, 518
 - del agrietamiento, 311
 - del coeficiente de permeabilidad, 471
 - del coeficiente de variación, 516
 - del contenido de agua, 473,531
 - del contenido total de álcalis, 457
 - del número de rebote, 437
 - del pH del agua, 348
 - del sangrado, 142, 391, 469
 - del tamaño promedio de los poros, 257
 - del volumen de los poros capilares grandes, 461
 - en el contenido de cemento, 230, 354, 521
 - en el módulo, 388
 - en la dosis de superfluidificante, 478
 - en la humedad relativa del ambiente, 222
 - en resistencia , 67
 - la penetrabilidad del concreto, 398
 - la rapidez de corrosión, 398
 - la tendencia al alabeo, 496
- reductores de agua, 171
- reemplazo
 - parcial de agregado fino de peso ligero, 490
 - parcial del agregado fino, 490
 - parte del cemento blanco, 54

- ul>
- regla
 - de Féret, 187
 - de la madurez, 256, 254
- regresión de la resistencia, 47, 177, 170,211, 259, 469
- rehidratación, 268
- rejilla de precalentamiento, 4
- relación
 - agregado/cemento, 129, 523, 529
 - agua/cemento especificada, 528
 - agua/cemento efectiva, 190
 - agua/cemento muy baja, 473
 - agua/cemento no mayor de 0.50, 380
 - agua/cemento, 129,162, 187, 235, 523,529,536
 - alta sílice/alúmina, 463
 - cal/sílice, 10
 - de agregados grueso/fino, 129
 - de densidades, 127
 - de esbeltez, 413
 - de esfuerzo/resistencia, 51, 289
 - de fluencia, 317
 - de la resistencia a la comprensión y a la tensión, 202
 - de Poisson bajo carga de tensión, 293
 - de Poisson, dinámica, 293
 - de Poisson en fluencia, 294
 - de Poisson en deformación, 293
 - de Poisson para concreto es aproximadamente constante, 293
 - de Poisson, 202, 203, 209, 232, 293, 315, 408, 411, 412, 441, 474
 - de resistencias del cilindro/cubo, 200, 414
 - de resistencias, 127
 - de volumen/superficie del espécimen, 306
 - entre difusividad y permeabilidad , 348
 - entre el volumen de aire y la presión aplicada, 387
 - entre esfuerzo y deformación, 313
 - entre la fluencia y la esfuerzo/resistencia, 319
 - entre la fuerza de extracción y la resistencia de corazones, 440
 - entre la pérdida de transmisión del sonido y la masa unitaria del muro, 243
 - entre la resistencia a la flexión y a la tensión indirecta, 202
 - entre la resistencia a la tensión indirecta y la resistencia a la compresión, 214
 - entre la resistencia al impacto y la resistencia a la compresión, 236
 - entre la resistencia y el logaritmo de madurez, 211
 - entre la resistencia y la profundidad de penetración , 439
 - entre las resistencias a la compresión y a la flexión, 197
 - entre las resistencias de curado acelerado y la resistencia de 28 días, 435
 - entre los módulos estático y dinámico, 293
 - entre resistencia del cemento y la del concreto, 227
 - entre resistencia y cemento/agua, 189
 - entre resistencia y porosidad relativas, 192
 - esfuerzo-deformación en tensión, 290
 - esfuerzo-deformación, 207, 416
 - física entre el resultado de la prueba no destructiva y a resistencia, 436
 - ft/fc, 214
 - gel/espacio de la pasta, 222
 - gel/espacio, 20, 190,191,209, 249
 - lineal de esfuerzo-deformación, 287
 - lineal entre la resistencia acelerada y la resistencia de especímenes de prueba normales, 435
 - lineal entre resistencia y porosidad, 196
 - máxima agua/cemento, 520
 - máxima especificada de agua/cemento, 519
 - molecular, 10
 - mutua entre contracción y fluencia, 321
 - no lineal de esfuerzo-deformación, 287
 - resistencia/tiempo, 210
 - sensiblemente lineal de esfuerzo-deformación, 288
 - sostenida de esfuerzo/resistencia, 294
 - superficie/volumen, 219
 - teórica entre el rango y la desviación estándar , 447
 - única entre la velocidad de pulsación ultrasónica y la resistencia a la compresión, 442
 - volumen/superficie, 322
 - volumétrica, 95
- relleno, 7,48,61
- remedios para la corrosión, 401
- remezclado, 150
 - intermitente, 146
- remoción de la cimbra, 210, 214, 405, 443
- remolienda de cemento, 318
- René Féret, 187
- rendimiento, 150, 534
 - de una mezcladora, 144
- reparación
 - de concreto deteriorado, 154
 - rápida, 52
- reparaciones urgentes, 51
- reprecipitación, 66
- requerimientos para la máquina de pruebas, 406
- requisito

- de agua, 538
- de agua por metro cúbico, 527
- de densidad, 533
- de durabilidad, 519, 520, 535
- demasiado riguroso, 436
- específico de durabilidad, 518
- de agua, trabajabilidad, 110
- de desempeño de agentes inclusores de aire, 381
- de granulometría, 115, 487
- de granulometría del agregado grueso de peso ligero, 486
- de granulometría para agregado fino, 114, 115, 487
- de granulometría para agregado grueso, 116
- de granulometría para agregado sin tamizar, 116, 117
- de madurez, 22
- de resistencia, 518
- del ACI 318-95 para concreto expuesto a congelación y deshielo, 518
- diferentes revenimientos, 527
- para la resistencia "mínima", f'_{cr} , 511
- para superfluidificantes, 177
- residuo insoluble, 7
- resina epóxica, 401
- resinas
 - de hidrocarburos, 181, 224
 - de silicona, 182
- resistencia, 85, 276, 507
 - a propagación de grietas y a la rigidez, 462
 - a congelación y deshielo, 108, 463, 532
 - a edad temprana, 210
 - a la abrasión, 219, 364, 366, 400, 472
 - a la abrasión de pisos de concreto, 438
 - a la abrasión del agregado, 366
 - a la adherencia, 216, 474
 - a la cavitación, 367
 - a la comprensión, 312
 - a la comprensión método británico, 534
 - a la comprensión de rocas de América, 83
 - a la comprensión del concreto sin finos, 499
 - a la comprensión f_c , 214
 - a la comprensión medida en cilindros, 529
 - a la comprensión, 49, 54, 56, 64, 422, 510, 535
 - a la congelación y deshielo, 467
 - a la erosión, 366
 - a la fatiga, 234
 - a la fatiga de miembros de concreto reforzado, 236
 - a la flexión, 37, 415, 537
 - a la flexión del concreto, 441
 - a la penetración de cloruros, 463
 - a la penetración por iones de cloruro, 466
 - a la tensión indirecta, 479
 - a la tensión, 415, 479
 - a la tensión, ft, 214
 - a la trituración, 82, 83, 86
 - a largo plazo, 175, 213, 256
 - a los sulfatos, 64, 397
 - a los sulfatos del concreto con humo de sílice, 472
 - a tensión indirecta, 422
 - adecuada a la congelación y deshielo, 155
 - al aplastamiento, 406
 - al ataque de sulfatos, 60, 463, 519
 - al ataque químico, 56
 - al ciclo alternado de congelación y deshielo, 279
 - al descascarado, 392
 - al desgaste, 85
 - al fuego, 268
 - al impacto, 236
 - al impacto del concreto, 236, 259
 - al impacto en compresión, 237
 - aparente, 203
 - aparente del concreto, 432
 - característica especificada, 449, 512
 - con platinas rígidas, 410
 - de 50 años, 211
 - de adherencia, 82, 215
 - de aislamiento del concreto, 241
 - de cemento sobresulfatado, 57
 - de cementos de albañilería, 62
 - de cilindros, 538
 - de corazones, 428
 - de fricción, 151
 - de la partícula del agregado grueso, 188
 - de la roca madre, 474
 - de la tubería, 151
 - de la zona de interface, 209
 - de los cilindros colados en el lugar, 432
 - de los especímenes acompañantes, 213
 - de un cubo modificado, 407
 - de un material frágil, 202
 - del agregado, 491
 - del cemento, 54
 - del cemento a los ataques de sulfatos, 28
 - del cemento al ataque de sulfatos, 169
 - del cemento proveniente de diferentes fabricas, 228
 - del concreto a diferentes edades, 209
 - del concreto a edades muy tempranas, 443
 - del concreto a la abrasión, 363

- del concreto a la congelación y deshielo, 174, 377, 489
- del concreto a la erosión y la abrasión, 169
- del concreto a la escamación con sal descongelante, 467
- del concreto a la fatiga, 204, 233, 236
- del concreto a la penetración, 439
- del concreto a la penetración de cloruros, 520
- del concreto a los ácidos, 354
- del concreto al agrietamiento, 207
- del concreto al ataque de sulfatos, 259, 357
- del concreto al ataque químico, 354, 456
- del concreto al fuego, 269
- del concreto celular, 497
- del concreto con aire incluido que contiene humo de sílice, 472
- del concreto de alto desempeño a la abrasión, 482
- del concreto de cemento de alta alúmina, 189
- del concreto de la estructura, 213
- del concreto en tensión, 37
- del concreto in situ, 427
- del concreto muy joven, 330
- del concreto y su durabilidad, 507
- del concreto, 58, 119
- del mortero, 188, 231
- deseada, 537
- dieléctrica del concreto, 242
- eléctrica del concreto, 240
- especificada del concreto, 49, 229, 512, 528, 532, 538
- final, 287, 288
- intrínseca del concreto, 426
- intrínseca del gel, 191
- límite, 516
- más alta, 253
- más alta del concreto en el diseño estructural, 520
- más baja, 68
- máxima, 211, 226
- mecánica del cemento endurecido, 36
- mecánica del gel de cemento, 187
- media a la compresión, 510, 538
- media propuesta especificada, 535, 536
- media, 513, 514, 517
- media, $f'c$, 511
- mínima, 38, 49, 226, 508, 511, 514, 517
- mínima de sustentación, 500
- mínima del concreto, 511
- mínima en edades específicas, 37
- mínima requerida, 364
- óhmica del concreto, 239
- peligrosamente baja, 423
- pobre a los sulfatos, 357
- potencial, 427, 436
- potencial del concreto, 86, 213
- promedio, 516
- promedio de tres corazones, 431
- química, 71
- química del cemento, 358
- real del cemento, 226
- real del concreto de la estructura, 427, 435
- realmente de largo plazo, 211
- residual, 267, 270
- satisfactoria, 519
- satisfactoria a edades tempranas, 520
- significativamente superior, 207
- suficiente para descimbrar, 207
- temprana, 433
- temprana considerable, 70
- temprana del concreto, 249
- temprana muy baja, 52
- temprana ordinaria, 56
- típicas alcanzables, 57
- típicas, 50
- todavía más altas, 20
- última, 235, 289, 432, 443, 64
- verdadera del concreto, 409
- y contenido de yeso, 196
- y durabilidad, 337, 528
- y el módulo de elasticidad de los diversos agregados, 83
- y el volumen de vacíos, 188
- y relación agua/cemento, 188
- resistir
 - temperaturas muy altas, 71
 - un choque térmico, 71
- resistividad
 - de la pasta de cemento, 240
 - del concreto disminución con la temperatura, 241
 - del concreto, 239, 241, 399
 - eléctrica del concreto, 394
- restaurar la trabajabilidad, 179
- restricción
 - en la forma de varillas de refuerzo, 307
 - interna, 273
 - lateral, 408
- restringe
 - la cantidad de contracción, 299
 - la contracción, ello puede conducir al agrietamiento, 311

restringir esta expansión, 311

resultado de la prueba

- de compresión, dudosos, 427
- de fatiga, 234
- de flexión, 417
- individual por abajo de la resistencia de diseño, 512
- representativa del concreto sujeto a prueba, 410
- representativo de las propiedades del concreto, 406

resultados

- de un análisis por tamiz, 106
- engañosos, 406
- inseguros, 427

retemplado, 148

retención de trabajabilidad, 180

retraso

- apreciable del fraguado, 178
- de la corrosión, 401
- del fraguado, 174
- del fraguado inicial, 172

reutilización excesiva de moldes, 406

revenimiento, 54, 128, 137, 150, 155, 529, 531, 533, 538

- constante, 534
- cortante, 130
- demasiado alto o demasiado bajo, 131
- para trabajabilidades diferentes, 130
- verdadero, 130
- de una edificación, 349
- interior de los túneles vehiculares, 347
- y contenido de humo de sílice, 468

revibración, 159, 278

riesgo

- de contracción plástica, 276
- de corrosión, 398
- de corrosión del refuerzo de acero, 467

rigidez

- de la máquina de prueba, 289
- de la pasta del cemento, 13
- del muro, 243

riqueza de la mezcla, 120, 132, 27, 435

- efecto en la resistencia, 199

rocío o inundación, 223

roca

- madre, 380
- original, 76
- vítrea vesicular, 485

volcánica vidriosa, 485

rodillo vibratorio, 159

rotación muy rápida de la mezcladora aumenta la cantidad de aire incluido, 386

ruptura, 99

rupturas locales de adherencia, 203

S

sílice 2,57

- cristalina, 57

- del agregado, 99

- finamente molido, 257

- hidratado, 347

- puzolánica, 351

- reactiva, 362

- reactiva finamente pulverizada, 362

- y cemento aluminoso, 57

sacos, 5

sacudidor de tamices, 106

sal

- de Friedel, 397

- de sodio de sulfonatos de formaldehído y naftaleno, 477

sales para descongelar, 360, 376

salinidad, 126, 359

sangrado, 18, 141

- disminuye al aumentar la finura del cemento, 141

- inicial, 141

- reducido y mayor cohesión de la mezcla, 467

- y la lechosidad excesivos, 392

saturación

- y de concentración de sal, 359

- y el secado alternados, 356

secuencia de introducción de los ingredientes, 475

sedimentación, 2, 391

segregación, 92, 113, 120, 140, 532

- del agregado, 152

- y rotura en el manejo, 120

selección de la mezcla para concreto

- celular, 534

- fluido, 531

- de agregado de peso ligero, 532

- de alto desempeño, 531

- sin revenimiento, 530

selección de
 la relación agua/cemento, 528
 las proporciones de la mezcla, 507,537
 mezcla, 153
 revenimiento, 527
 tamaño máximo de agregado, 527

separación de
 cemento por flotación, 162
 las burbujas, 386

severidad del daño por congelación, 377

silicatos, 6
 de calcio, 10
 disueltos, 9
 principales responsables de la resistencia de la pasta de cemento, 29

sistema
 cuaternario, 6
 de bombeo, 149
 de espuma finamente dividida, 381
 de poros, 340,349, 394
 de poros capilares, 459
 de poros del agregado de peso ligero, 488
 de poros finos, 472
 de vacíos de aire del concreto, 387
 discontinuo de poros capilares, 480
 floculado, 174
 ternarios, 6

sitios congestionados, 150

sobretamaño, 116
 de agregado grueso, 116, 150

solubilidad
 de hidróxidos alcalinos, 464
 del yeso, 256
 inferior, 176

solución
 en ácido clorhídrico, 58
 saturada de $MgSO_4$, 356
 sobresaturada, 10

sonda, 135

subproductos industriales para fabricar agregado de peso ligero, 485

subtamaño, 116

succión capilar, 500

sulfato, 53, 337
 de calcio, 311,312, 35, 358
 de calcio natural, 180

de cobre, 182
de magnesio, 355, 53
de sodio, 53
del agua freática, 355
soluble en la mezcla, 477

sulfoaluminato de calcio, 53, 297, 355

superficie
 de agrietamiento, 206
 de concreto, 366
 de concreto afectada por cavitación, 367
 del gel, 26, 323
 específica, 109,111, 16, 17, 23, 52, 56, 58,59, 60, 297, 381
 específica de cementos, 15, 17
 específica de vacíos, 381
 específica del agregado, 111
 específica del gel, 23
 permanentemente "polvosa", 141

superficies
 de agrietamiento, 417
 de los extremos de un cilindro sean planas, 407
 inclinadas y verticales, 438

superfluidificante, 51, 473, 176
 aumento de contracción, 302
 con base o de naftaleno o de melamina, 176
 disminución del sangrado, 142
 estructura de poros, 399

superposición de deformaciones, 328

supervisión, 508

sustancias perjudiciales, 93

T

técnica para desalar el concreto, 401

técnicas
 de velocidad de impulsos ultrasónicos, 197
 termogravimétricas, 9

tamaño, 76
 de agregado en el concreto de alto comportamiento, 120
 de la abertura, 103
 de la muestra, 447
 de las partículas, 80
 de las partículas probadas, 85
 de los poros, 22
 de partículas de la ceniza volante, 461
 de una muestra, 77

- del agregado, 424, 427, 528
- del espécimen de prueba puede afectar la resistencia resultante, 420
- del poro, 375
- del tipo de construcción, 508
- máximo de agregado, 110, 113, 235, 490, 520, 521, 529, 531, 538, 537, 421, 426, 427, 435
- máximo del tamiz, 107
- máximo, 316, 75
- mínimo de la sección, 520
- y granulometría del agregado, 299
- tamaños
 - de cribas con sobretamaño y sub tamaño, 118
 - máximos de agregado, 128
 - normales de tamices, 105
 - tradicionales de tamiz, 104
- tamices de muestreo, 103
- tanques costeros de almacenamiento de petróleo, 354
- temperatura
 - a las cuales comienza la congelación de agua capilar, 377
 - afecta fuertemente a este módulo, 268
 - alta durante el curado efecto en las reacciones de hidratación, 258
 - alta, efectos sobre de la corrosión, 400
 - base, 211
 - de curado, 256, 258
 - de formación del clinker, 33
 - de los ingredientes, 280
 - del agua, 224
 - del concreto, 148
 - del concreto fresco, 277
 - del concreto mezclado fresco, 277
 - del espécimen al momento de la prueba, 419
 - elevada, 249
 - internas, 155
 - más elevada conduce a una fluencia mayor, 325
 - máxima del concreto, 271
 - máxima y mínima del aire, 280
 - máximas, 253, 256
 - óptima, 253
 - reduce la resistencia de adherencia del concreto, 216
- temprana generación de calor, 275
- tenacidad, 85
- tendencia a la pulverización, 140
 - a la segregación, 108
 - de agrietamiento, 307
- tensión
 - directa, 202, 36
 - indirecta, 271, 417
 - por flexión, 36
 - superficial, 391
 - superficial del gel, 296
- teoría
 - coloidal, 23
 - de Le Chatelier, 24
 - elástica, 416
 - elástica de vigas, 416
- terreno con una baja capacidad de carga, 483
- textura
 - del agregado, 538
 - lisa, 538
 - superficial, 80
 - superficial de los agregados, 80
- tiempo
 - de carga, 288
 - de congelación, 494
 - de endurecimiento, 138
 - de fraguado del concreto, 35, 34, 51, 54, 65, 126, 13, 125, 181, 276, 476
 - de mezclado, 144, 386, 468
 - de Vebe, 536
 - después del mezclado, 476
 - inicial de fraguado, 138
 - mínimo de mezclado, 145
- Tiempos
 - de curado, 225
 - de desmolde de las cimbras, 276
 - de fraguado inicial y final, 34
- tipo de agregado, 235, 536
 - del concreto a temperatura alta, 269
- tipo
 - de bloqueo, 151
 - de cemento, 511, 536
 - de cemento afecta la fluencia, 318
 - minearológico y petrográfico, 317
 - de cemento expansivo, 312
- tipos
 - de deformación, 328
 - de prueba para resistencia en tensión, 415
 - de vibradores, 157
 - diferentes de cemento, 257
 - fundamentales de cemento expansivo, 311
 - principales de cemento portland, 45

tiza, 311

tolerancia

- del 85 por ciento, 431
- en el recubrimiento, 509
- en resistencia, 509
- asociada, 509

toma de corazones, 430

torres de enfriamiento, 356

total o parcialmente dañino, 93

trabajabilidad, 58, 61, 111, 127, 176, 230, 312, 387, 507

- adecuada, 476
- constante, 178, 517, 522
- de la mezcla, 112
- de la pasta de cemento, 14
- de las mezclas más bien ásperas, 391
- de las mezclas que contienen agregado angular, 489
- debida a la inclusión de aire, 391
- deseada, 173, 521
- inicial, 179
- mejora, 109
- para concreto sin finos, 499
- satisfactoria, 520, 521

trabajo de alta precisión, 424

trabazón mecánica del agregado grueso, 199

transferencia

- de calor del aire ambiente y de la cimbra, 277
- gradual de carga, 330

transmisión

- de sonido, 242, 244
- o reflexión de neutrones, 443

transmite la presión, 151

transporte

- a granel, 5
- por difusión, 396
- por largas distancias, 508

traquita, 260

tratamiento

- al vacío, 161
- en autoclave, 36

tremie, 155

tributílfosfato, 175

trietanolamina, 170, 173

tritución de la escoria expandida, 486

tubo, 155

turbidímetro, 15

- de Wagner, 15

U

ultrafinos, 108

unidades prefabricadas para casas, 500

uniformidad

- de la granulometría, 474
- de la mezcla, 142, 144
- de mezclado, 144
- de resistencia del cemento, 227
- de su granulometría, 521
- del contenido de cemento, 144
- del revenimiento, 138

uso de aditivos, 167, 228

- inclusores, 386

uso de cabeceos de hule sin adherencia, 409

uso de ceniza

- de cáscaras de arroz, 58
- volante en concreto presforzado, 463
- volante, 458

uso

- de retardadores, 148, 250
- del agregado hecho a partir del desperdicio, 121
- esperado de la estructura, 455
- estructural del cemento de alta alúmina, 68
- impropio de un vibrador, 140

V

vacíos

- capilares, 329
- de aire, 187, 463
- del gel, 329
- en el concreto, 128

valor

- bajo de pH, 352
- comparativo de trabajabilidad, 138
- crítico de saturación, 377
- de impacto del agregado a granel, 85
- de la conductividad, 261
- de sanidad, 98
- de trituración del agregado, 84, 85, 86
- del contenido de humedad, 91
- del esfuerzo mínimo, 234
- del pH en la mezcla con humo de sílice, 472

- del pH del agua de poros, 398, 459
- del pH en concreto de cemento de alta alúmina, 399
- especificado de resistencia, $f'c$, 512
- límite absoluto, 512
- límite de fluencia, 326
- máximo para el revenimiento, 527
- mínimo de densidad, 497
- mínimo especificado, 536
- particular de la superficie específica de los vacíos de aire, 382
- permisible, 426
- promedio, 512
- real de la resistencia última, 32
- valoración
 - de la uniformidad del concreto, 438
 - del descascaramiento, 392
- valores
 - altos de pH, 361
 - apropiados de la relación máxima agua/cemento, 519
 - de conductividad térmica, 261
 - de contracción relativa, 304
 - de densidad, 493
 - de dureza, 439
 - de la media, 448
 - de resistencia, 511
 - del coeficiente de expansión térmica de concretos, 262
 - del factor de compactación, 132
 - límites, 508
 - promedio de la resistencia a la trituración, 86
 - promedio de muestras, 421
 - relativos de área superficial e índice superficial, 111
 - típicos de absorción de diferentes agregados británicos, 90
 - típicos de conductividad térmica del concreto, 260
 - típicos de contracción por secado, 299
 - típicos de difusividad del concreto, 262
 - típicos de la cantidad de aire requerido, 382
 - típicos de la capacidad de absorción, 342
 - típicos de la contracción autógena, 296
 - típicos de resistencia, 51
- variabilidad
 - de la mezcla, 143
 - de las propiedades de la ceniza volante, 458
 - de los resultados de prueba, 409, 421
 - de resistencia a la flexión, 517
 - de resistencia de especímenes, 420
 - de resultados de las pruebas, 435
 - de una mezcla de resistencia diferente, 513
 - del cemento, 228
 - del concreto de alta resistencia, 514
 - del módulo de ruptura, 417
 - en una sola fábrica, 227
 - local, 438
- variación
 - de conductividad, 261
 - de la prueba de remoldeo, 133
 - de la resistencia del cemento, 226
 - de mezcla a mezcla, 131
 - de resistencia del cemento, 517
 - de resistencia y desviación estándar de muestras, 420
 - dentro de la prueba, 515
 - en el contenido de carbono, 459
 - en el contenido de humedad del agregado, 135
 - en la clasificación del agregado, 517
 - en la rapidez de carga y el tipo de agregado, 204
 - en la resistencia de los cubos en obra, 228
 - en las propiedades de los cementos, 226
 - en las propiedades del concreto, 443
 - en resistencia de especímenes de prueba, 445
 - en resistencia, 419
 - por fluencia, 299
 - significativa en resistencia de corazones, 429
- variaciones
 - de resistencia del concreto, 517
 - de temperatura, 433
 - de volumen debidas a la cal libre, 36
 - de volumen, 35
 - en el contenido de agua, 464
 - en el contenido de humedad, 92
 - en el tipo del espécimen de prueba, 405
 - en resistencia, 49
 - locales en esfuerzo, 411
- variedad de arcilla, 485
- velocidad
 - de carga, 433
 - de desarrollo del calor, 26
 - de difusión, 10, 31
 - de enfriamiento del clinker, 33
 - de fraguado, 35
 - de ganancia de resistencia del concreto, 210
 - de mezclado afecta la rapidez de endurecimiento, 147
 - de pulsación ultrasónica para determinar la resistencia del concreto, 442
 - inicial de hidratación, 249
- ventaja
 - del concreto premezclado, 147
 - de bombear concreto, 150

Verbeck y Hass, 102

vermiculita, 387, 485

vibración, 127

excesiva, 157

prolongada, 489

vibrador

de inmersión, 157

superficial, 159

vibradores externos, 158

vida

de fatiga, 232, 236, 235

de fatiga con la edad, 235

de la estructura, 231

de servicio, 377

más larga a la fatiga, 232

vidrio, 55, 60

volcánico, 484

viga probada a flexión, 407

vinilo o estireno-butadieno, 224

viscosidad plástica, 135

volumen absoluto, 523

de agregado fino, 529

de cada fracción de tamaño, 129

del cemento, 18

volumen

aparente de agregado grueso, 528, 529, 531, 532

bajo de poros, 473

de abundamiento, 93

de agregado grueso para mezclas de trabajabilidad diferente, 530

de agua de gel, 20

de agua de mezclado, 191

de arena saturada, 93

de cemento hidratado, 20

de concreto, 143

de los poros capilares, 22, 194

de los poros del gel, 193

de los productos sólidos de hidratación, 193

de poros capilares, reducción al mínimo, 380

de vacíos, 192, 222

del agua combinada, 193

del cemento hidratado, 18, 19, 193

del cemento no hidratado, 20

del cemento sin hidratar, 193

del sistema capilar, 22

inicial de la arena, 93

mínimo de aire incluido, 382

ocupado por productos sólidos de hidratación, 19

real de huecos, 191

relativo del gel, 31

total de concreto, 193

total de vacíos del concreto, 497

total del gel, 22

vulnerabilidad

al ataque de sulfatos, 463

del concreto, 378, 389

Y

yeso, 2, 5, 12, 311, 477

combinado, 12

otras formas de sulfato de calcio, 12

Z

zona

de contacto de la platina y el concreto, 410

de interface, 208, 338

de salpicadura, 397

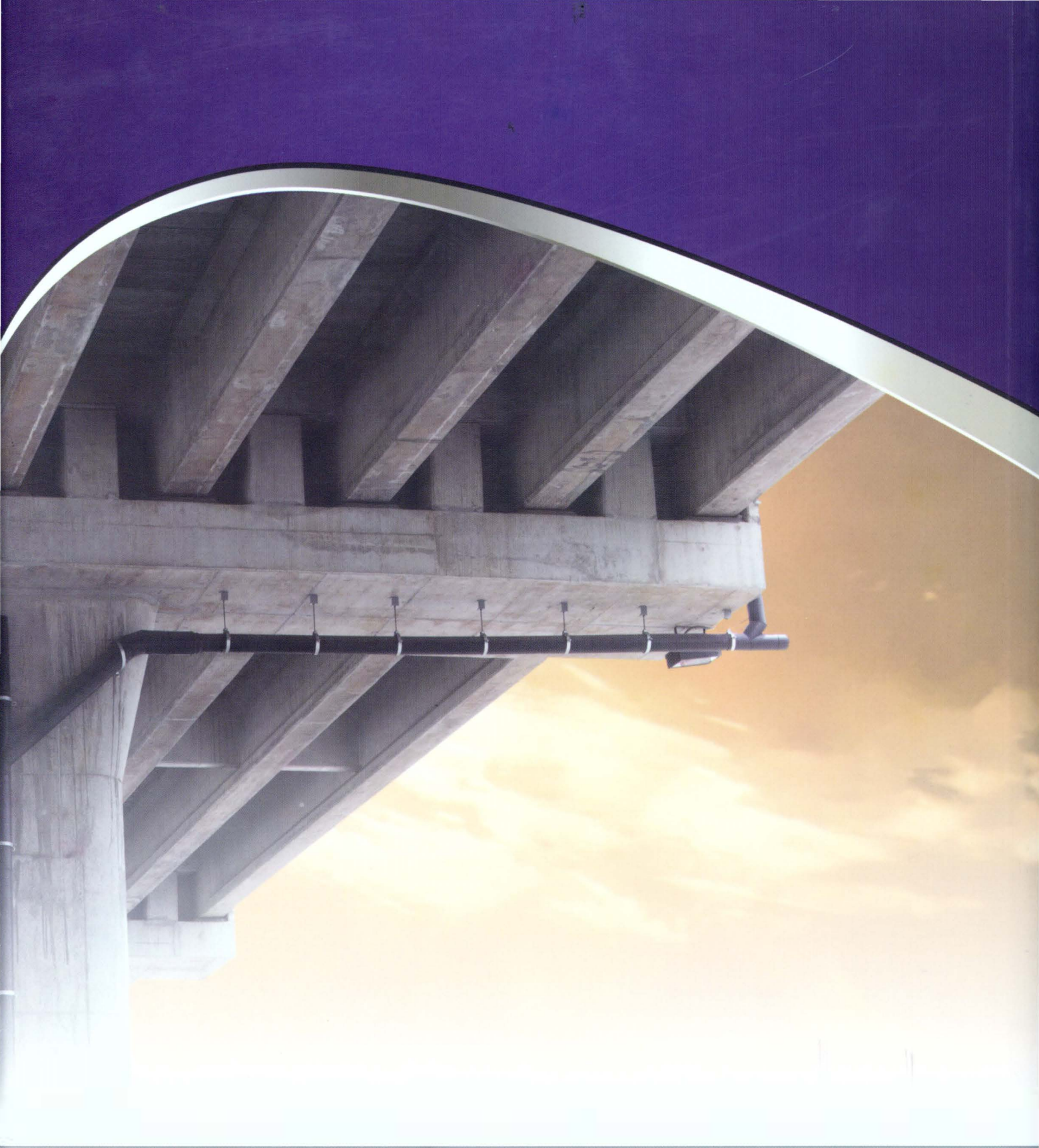
de transición, 208

del recubrimiento, 399, 518

exterior afectada por el curado, 222

horizontal de debilidad, 141

de adherencia pobre, 141



imcyc[®]

**INSTITUTO MEXICANO DEL
CEMENTO Y CONCRETO, A.C.**

Insurgentes sur 1846, Col. Florida,
Delegación Álvaro Obregón
C.P. 01030, México, D.F.

Tel: (01 55) 5322 5740
Fax: (0155) 5322 5741
imcyc@mail.com
www.imcyc.com